

Федеральное государственное автономное
образовательное учреждение высшего образования
«СИБИРСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Инженерно-строительный
институт
Инженерные системы зданий и сооружений
кафедра

УТВЕРЖДАЮ:

Заведующий кафедрой



Г.В. Сакаш

подпись инициалы, фамилия

« 21 » 06 2017 г.

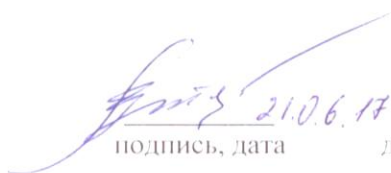
БАКАЛАВРСКАЯ РАБОТА

08.03.01.06 «Водоснабжение и водоотведение»

СИСТЕМА ВОДОСНАБЖЕНИЯ ГОРОДА И ПРОМЫШЛЕННОГО
ПРЕДПРИЯТИЯ ПО ПРОИЗВОДСТВУ ШЕЛКОВЫХ ТКАНЕЙ

Пояснительная записка

Руководитель



подпись, дата

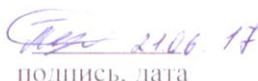
доцент, к.т.н.

должность, ученая степень

В.К. Витер

инициалы, фамилия

Выпускник



подпись, дата

Ю.А. Терихов

инициалы, фамилия

Красноярск 2017

Федеральное государственное автономное
образовательное учреждение высшего образования
«СИБИРСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Инженерно-строительный
институт
Инженерные системы зданий и сооружений
кафедра

УТВЕРЖДАЮ:
Заведующий кафедрой
_____ Г.В. Сакаш
подпись инициалы, фамилия
« _____ » _____ 2017 г.

БАКАЛАВРСКАЯ РАБОТА

08.03.01.06 «Водоснабжение и водоотведение»

СИСТЕМА ВОДОСНАБЖЕНИЯ ГОРОДА И ПРОМЫШЛЕННОГО
ПРЕДПРИЯТИЯ ПО ПРОИЗВОДСТВУ ШЕЛКОВЫХ ТКАНЕЙ

Пояснительная записка

Руководитель	_____	<u>доцент, к.т.н.</u>	<u>В.К. Витер</u>
	подпись, дата	должность, ученая степень	инициалы, фамилия
Выпускник	_____		<u>Ю.А. Терихов</u>
	подпись, дата		инициалы, фамилия

Красноярск 2017

Продолжение титульного листа ВКР по теме «Система водоснабжение города и промышленного предприятия по производству шелковых тканей»

Консультанты
по разделам:

Система водоснабжения города _____ В.К. Витер

ТСП _____ Г.В. Сакаш

Нормоконтролер _____ В.К Витер

РЕФЕРАТ

Выпускная квалификационная работа по теме «Система водоснабжения города и промышленного предприятия по производству шелковых тканей» содержит 93 страницы текстового документа, 14 использованных источников, 6 листов графического материала.

Ключевые слова: ГОРОД, СИСТЕМА ВОДОСНАБЖЕНИЯ, РАСЧЁТНЫЕ РАСХОДЫ ВОДЫ, РЕАГЕНТНОЕ ХОЗЯЙСТВО, ВИХРЕВОЙ СМЕСИТЕЛЬ, СКОРЫЙ ФИЛЬТР, СОРБЦИОННЫЙ ФИЛЬТР, ОСВЕТИТЕЛЬ СО ВЗЕШЕННЫМ СЛОЕМ ОСАДКА, ОБЕЗЗАРАЖИВАНИЕ ВОДЫ, ВОДОНАПОРНАЯ БАШНЯ, РЕЗЕРВУАР ЧИСТОЙ ВОДЫ.

Объектом разработок и расчётов выпускной квалификационной работы является система водоснабжения города и промышленного предприятия по производству шелковых тканей, включающая сооружения, предназначенные для осветления природной воды поверхностного источника.

Цели организации и устройства станции водоподготовки – обеспечение жителей населённого пункта водой хозяйственного-питьевого качества.

Выпускная квалификационная работа состоит из 2 разделов.

В разделе «Система водоснабжения города»:

- определена производительность станции;
- определены виды и дозы реагентов;
- определены объёмы растворных и расходных баков;
- рассчитаны основные конструктивные элементы сооружений: вихревого смесителя, барабанных сеток, контактного осветлителя;
- рассчитан узел обеззараживания воды.

В разделе «Технология и организация строительства трубопровода»:

- разработана прокладка участка чугунного трубопровода диаметром 300 мм, длиной 1050 м на участках 2-3 3-4.
- подобраны механизмы и оборудование.
- определены объёмы земляных работ, выполняемых механизированным и ручным способами.

Графическая часть выпускной квалификационной работы включает чертежи генерального плана площадки очистных сооружений, насосную станцию первого подъема и ее разрез, технологическую схему очистки, схему производства работ, скорые фильтры и их разрез, календарного плана производства работ.

Все расчёты, представленные в выпускной квалификационной работе, выполнены с учётом действующих нормативных документов и справочной литературы.

Содержание

1. Система водоснабжения города	
1.1 Определение расчетных расходов воды.....	1
1.1.1. Определение расчетного водопотребления.	1
1.1.2. Регулирующие и запасные емкости.....	8
1.2. Гидравлический расчет водопроводной сети.....	11
1.3. Расчет водозаборных сооружений.....	27
1.3.1. Выбор водозаборных сооружений.....	27
1.3.2. Гидравлический расчет водозабора.....	30
1.4 Расчет насосных станций.....	31
1.5. Расчет сооружений водоподготовки.....	33
1.5.1. Определение производительности очистной станции.....	34
1.5.2. Расчет устройств приготовления и дозирования раствора реагентов.....	34
1.5.3. Применение флокулянта для интенсификации процессов осветления и обесцвечивания воды.....	36
1.5.4. Определение размеров растворных и расходных баков коагулянта.....	37
1.5.5. Расчет воздуходувок и воздухопроводов.....	38
1.5.6. Расчет суженного участка подводящего трубопровода для ввода раствора реагента.....	40
1.5.7. Приготовление известкового молока.....	41
1.5.8. Склады реагентов.....	42
1.5.9. Дозирование растворов реагентов.....	43
1.5.10. Вертикальный (вихревой) смеситель.....	44
1.5.11. Осветлители со слоем взвешенного осадка.....	47
1.5.12. Распределение воды.....	50
1.5.13. Сбор осветленной воды.....	50
1.5.14. Сбор осадка в осадкоуплотнитель.....	51
1.5.15. Отвод воды из осадкоуплотнителя.....	52
1.5.16. Отвод осадка из осадкоуплотнителя.....	54
1.5.17. Скорый фильтр с зернистой загрузкой.....	55
1.5.18. Распределительная система фильтра.....	56
1.5.19. Отвод воды при промывке фильтра.....	57
1.5.20. Потери напора при промывке фильтра.....	58
1.5.21. Озонирование воды.....	60
1.5.22. Расчет озонирующей установки.....	60
1.5.23. Компоновка и расчет блока озонаторов.....	61
1.5.24. Расчет контактной камеры для смешения озono-воздушной смеси с водой.....	65
1.5.25. Сорбционный фильтр.....	68
1.5.26. Осветлитель оборудованный тонкослойными элементами.....	70
1.5.27. Обеззараживание воды гипохлоритом натрия.....	71
1.5.28. Фторирование воды.....	73

1.5.29.Расчет шламоуплотнителя.....	75
1.5.30.Расчет вакуум-фильтров.....	76
1.5.31.Расчет резервуара чистой воды.....	77
2. Технология строительного производства	
2.1. Исходные данные.....	78
2.2.Определение объемов земляных работ.....	78
2.3.Определение объемов грунта, подлежащего вывозу за пределы.....	84
2.4.Предварительный выбор комплекта машин.....	85
2.5.Выбор марки средств для транспортирования избыточного грунта за пределы строительства.....	86
2.6.Выбор механизмов для обратной засыпки траншеи и её планировки.....	87
2.7.Определение технико-экономических показателей для окончательного выбора комплекта машин.....	88
2.8.Определение размеров забоя.....	90
2.9.Выбор кранового оборудования.....	91
Заключение.....	93
Список литературы.....	

1 Система водоснабжения города

1.1 Определение расчетных расходов воды

1.1.1 Определение расчетного водопотребления

В выпускной квалификационной работе рассчитана система водоснабжения города численностью 50000 человек.

Жилые дома оборудованы внутренним водопроводом, канализацией и централизованным горячим водоснабжением.

На территории города расположено промышленное предприятие по производству шелковых тканей. На комбинатах шелковых тканей и прядильно-ниточных фабриках вода расходуется на технологические нужды в отделочных фабриках, в шлихтовальных отделах ткацких фабрик, а также в цехах крашения в мерсеризации; на расхолодку аппаратов при ведении процесса под давлением и при температурах, превышающих 100° С; на нужды вентиляции, доувлажнение воздуха в цехах, испарение в кондиционерах и вентиляционных камерах, промывку поддонов кондиционеров; на нужды котельной, подпитку систем кондиционирования воздуха и охлаждения оборудования, на собственные нужды станций водоподготовки и др.

Система водоснабжения для технологических водопотребителей - смешанная: прямоточная с частичным применением противотока на оборудовании непрерывного действия.

Система водоснабжения холодильной станции — обратная.

На технологические нужды отделочных производств текстильных предприятий шелковой промышленности используются холодная осветленная вода и горячая умягченная вода.

По генплану города определяем площадь застройки.

Расчетное суточное водопотребление на хозяйственно-питьевые нужды среднее в сутки в населенном пункте:

$$Q = \frac{N_{ж} \cdot q}{1000}, \quad (1.1)$$

где $N_{ж}$ – расчетное число жителей в районах жилой застройки чел.;

q – норма водопотребления на одного жителя.

$$Q = \frac{50000 \cdot 280}{1000} = 14000 \text{ м}^3 / \text{сут}$$

Неравномерность водопотребления в течение года учитывается коэффициентами суточной неравномерности:

$$\begin{aligned} Q_{\text{МАКС}} &= K_{\text{СУТ.МАКС}} \cdot Q; \\ Q_{\text{МИН}} &= K_{\text{СУТ.МИН}} \cdot Q, \end{aligned} \quad (1.2)$$

где $K_{\text{СУТ.МАКС}}$ – максимальный коэффициент суточной неравномерности водопотребления;

$K_{\text{СУТ.МИН}}$ – минимальный коэффициент суточной неравномерности;

$$K_{\text{СУТ.МАКС}} = 1,1 - 1,3, \quad K_{\text{СУТ.МИН}} = 0,7 - 0,9;$$

$$Q_{\text{МАКС}} = 1,1 \cdot 14000 = 15400 \text{ м}^3 / \text{сут};$$

$$Q_{\text{МИН}} = 0,7 \cdot 14000 = 9800 \text{ м}^3 / \text{сут},$$

Нормативные коэффициенты часовой неравномерности:

$$K_{\text{ЧАС.МАКС}} = \alpha_{\text{МАКС}} \cdot \beta_{\text{МАКС}}; \quad (3)$$

$$K_{\text{ЧАС.МИН}} = \alpha_{\text{МИН}} \cdot \beta_{\text{МИН}},$$

где α – коэффициент, учитывающий степень благоустройства, принимается $\alpha_{\text{МАКС}} = 1,2 - 1,4$; $\alpha_{\text{МИН}} = 0,4 - 0$;

β – коэффициент, учитывающий число жителей (табл.2 [I]), величина которого при численности жителей 1 – 100 тыс. чел. составляет:

$$\beta_{\text{МАКС}} = 2 - 1,1; \quad \beta_{\text{МИН}} = 0,1 - 0,7,$$

$$K_{\text{ЧАС.МАКС}} = 1,2 \cdot 1,15 = 1,38;$$

$$K_{\text{ЧАС.МИН}} = 0,4 \cdot 0,6 = 0,24,$$

Расход воды на поливку улиц и зеленых насаждений определяют:

$$Q_{\text{ПОЛИВ}} = \frac{N_{\text{Ж}} \cdot 50}{1000}, \quad (1.4)$$

где $N_{\text{Ж}}$ – расчетное число жителей в районах жилой застройки;

$$Q_{\text{ПОЛИВ}} = \frac{50000 \cdot 50}{1000} = 2500 \text{ м}^3 / \text{сут},$$

На промышленных предприятиях расход воды составляет $Q_{\text{ПРОМ}} = 2300 \text{ м}^3 / \text{сут}$.

Расчетные расходы на наружное пожаротушение и количество одновременных пожаров в населенном пункте принимается по 35 л/с – 2 пожара:

$$Q_{\text{ПОЖ}} = t \cdot 3,6(n_{\text{НП}} \cdot q_{\text{НП}} + 0,5 \cdot n_{\text{ПП}} \cdot q_{\text{ПП}}), \quad (1.5)$$

где t – время тушения пожара, 3 часа;

$n_{\text{НП}}$, $n_{\text{ПП}}$ – количество пожаров в населенном пункте и на промпредприятии;

$q_{\text{НП}}$, $q_{\text{ПП}}$ – расход воды на тушение пожара в населенном пункте и на промпредприятии, л/с.

$$Q_{\text{ПОЖ}} = 3 \cdot 3,6(2 \cdot 35 + 0,5 \cdot 1 \cdot 20) = 864 \text{ м}^3$$

Расход воды на нужды местной промышленности составляет 10% от водопотребления в населенном пункте:

$$Q_{\text{МЕСТ.ПР}} = 10\% Q_{\text{СУТ.МАК}} \quad (1.6)$$

$$Q_{\text{СУТ.МАК}} = 15400 \text{ м}^3/\text{сут}$$

$$Q_{\text{МЕСТ.ПР}} = 10\% 15400 = 1540 \text{ м}^3/\text{сут} \quad (1.7)$$

При расчете системы водоводов и сети учитывается неравномерность водопотребления по часам суток различными потребителями.

Составляем таблицу 1.1 расходов воды по часам суток.

Таблица 1.1 – Распределение расходов воды по часам суток

Часы суток	Населенный пункт		Местная промышленность, м³/ч	Поли в, м³/ч	Промышленное предприятие, м³/ч	Всего	
	% от сут. расхода	м³/ч				м³/ч	% от сут. расхода
0-1	2,5	385	64,17		95,83	545	2,5
1-2	2,65	408,1	64,17		95,83	568,1	2,6
2-3	2,2	338,8	64,17		95,83	498,8	2,3
3-4	2,25	346,5	60,17		95,83	506,5	2,3
4-5	3,2	492,8	64,17		95,83	652,8	3
5-6	3,9	600,6	64,17		95,83	760,6	3,5
6-7	4,5	693	64,17	250	95,83	1102	5,1
7-8	5,1	785,4	64,17	250	95,83	1195,4	5,5
8-9	5,35	823,9	64,17	250	95,83	1233,9	5,7
9-10	5,85	900,9	64,17	250	95,83	1310,9	6,0
10-11	5,35	823,9	64,17	250	95,83	1233,9	5,7
11-12	5,25	808,5	64,17		95,83	968,5	4,5
12-13	4,6	708,4	64,17		95,83	868,4	3\$9
13-14	4,4	677,6	64,17		95,83	837,6	3,9
14-15	4,6	708,4	64,17		95,83	868,4	3,9
15-16	4,6	708,4	64,17		95,83	828,4	3,9
16-17	4,9	754,6		95,83	914,6	914,6	
17-18	4,8	739,2	64,17		95,83	899,2	4,1
18-19	4,7	723,8	64,17	250	95,83	1133,8	5,2
19-20	4,5	693,0	64,17	250	95,83	1103	5,1
20-21	4,4	677,6	64,17	250	95,83	1087,6	4,9
21-22	4,2	646,8	64,17	250	95,83	1 56,8	4,9
22-23	3,7	569,8	64,17	250	95,83	979,8	4,5
23-24	2,7	415,8	64,17		95,83	575,8	2,6
						Σ21771	Σ100

1.1.2 Регулирующие и запасные емкости

На основе данных таблицы 1.1, полученных в результате расчета водопотребления населенного пункта и промышленных предприятий, строится

совмещенный ступенчатый график водопотребления и график подачи воды насосной станцией второго подъема. Графики строятся в % от суточного расхода воды.

По этим графикам определяется регулирующий объем бака водонапорной башни. Последовательность расчета показана в таблице 1.2, 1.3.

Таблица 1.2 – Определение регулирующей емкости бака водонапорной башни

Часы суток	% от суточного расхода воды				
	Водопотребление	Подача воды насосами	Поступление воды в бак	Расход воды из бака	Остаток воды в баке
0-1	2,5	3,25	0,75		3,05
1-2	2,6	3,25	0,65		3,7
2-3	2,3	3,25	0,95		4,65
3-4	2,3	3,25	0,95		5,6
4-5	3	3,25	0,25		5,85
5-6	3,5	3,25		0,25	5,6
6-7	5,1	5,25	0,15		5,75
7-8	5,5	5,25		0,25	5,5
8-9	5,7	5,25		0,45	5,05
9-10	6	5,25		0,75	4,3
10-11	5,7	5,25		0,45	3,85
11-12	4,5	5,25	0,75		4,6
12-13	3,9	3,25		0,65	3,95
13-14	3,9	3,25		0,65	3,3
14-15	3,9	3,25		0,65	2,65
15-16	3,9	3,25		0,65	2
16-17	4,2	3,25		0,95	1,05
17-18	4,1	3,25		0,85	0
18-19	5,2	5,25	0,05		0,05
19-20	5,1	5,25	0,15		0,2
20-21	4,9	5,25	0,35		0,55
21-22	4,9	5,25	0,35		0,9
22-23	4,5	5,25	0,75		1,65
23-24	2,6	3,25	0,65		2,3

Объем водонапорной башни:

$$W_{в.б} = W_{рег.ем} + W_{пож} = 127 + 33 = 160 м^3, \quad (1.8)$$

$$W_{пож} = 0,6(n_{н.н} + n_{н.н}) = 0,6(35 + 20) = 33 м^3, \quad (1.9)$$

$$W_{рег.ем} = \frac{21771 \cdot 5,85}{100} = 127 м^3 \quad (1.10)$$

Таблица 1.3 – Определение регулирующей емкости РЧВ

Часы суток	Режим работы НС - I	Режим работы НС - II	Поступление воды в РЧВ, %	Расход воды из РЧВ	Остаток воды в РЧВ
0-1	4,16	3,25		0,91	3,57
1-2	4,16	3,25		0,91	2,66
2-3	4,16	3,25		0,91	1,75
3-4	4,16	3,25		0,91	0,84
4-5	4,16	3,25		0,91	-0,07
5-6	4,16	3,25		0,91	-0,98
6-7	4,16	5,25	1,09		0,11
7-8	4,16	5,25	1,09		1,2
8-9	4,17	5,25	1,08		2,28
9-10	4,17	5,25	1,08		3,36
10-11	4,17	5,25	1,08		4,44
11-12	4,17	5,25	1,08		5,52
12-13	4,17	3,25		0,92	4,6
13-14	4,17	3,25		0,92	3,68
14-15	4,17	3,25		0,92	2,76
15-16	4,17	3,25		0,92	1,84
16-17	4,17	3,25		0,92	0,92
17-18	4,17	3,25		0,92	0
18-19	4,17	5,25	1,08		1,08
19-20	4,17	5,25	1,08		2,16
20-21	4,17	5,25	1,08		3,24
21-22	4,17	5,25	1,08		4,32
22-23	4,17	5,25	1,08		5,4
23-24	4,17	3,25		0,92	4,48

Определяем объем РЧВ:

$$W_{РЧВ} = W_{рег.ем} + W_{соб.н} + W_{пож} = 120,39 + 108,86 + 864 = 1093,25 м^3 \quad (11)$$

$$W_{пож} = 864 м^3,$$

$$W_{соб.н} = 5\% \cdot Q_{\max} = 5 \cdot 21,771 = 108,86 м^3, \quad (1.12)$$

$$W_{рег.ем} = \frac{21,771 \cdot 5,53}{100} = 120,39 м^3.$$

Резервуары перед насосной станцией второго подъема вмещают регулирующий объем воды, запас воды на собственные нужды водопровода и неприкосновенный противопожарный запас.

1.2. Гидравлический расчет водопроводной сети

Для систем с башней в начале водопроводной сети выполняются гидравлические расчеты на два случая: час максимального водопотребления и час максимального водопотребления с учетом расхода воды на тушение пожара.

Для систем с башней, расположенной в конце сети, дополнительно выполняется расчет на случай максимального транзита воды в башню. Такой же расчет выполняется, если водонапорная башня расположена в промежуточном положении по отношению к сети и работает как контррезервуар.

Гидравлический расчет сводится к определению диаметра труб, потерь напора вследствие гидравлических сопротивлений и скорости движения воды. Для расчета кольцевой сети следует знать распределение воды по ее участкам.

Удельное водопотребление:

$$q_{уд} = \frac{Q - Q_{соср}}{\sum l}, \quad (1.13)$$
$$q_{уд. MAX} = \frac{(1310,9 - 95,83) \cdot 1000}{3600 \cdot 11990} = 0,028 л / с,$$
$$q_{уд. MIN} = \frac{(506,5 - 95,83) \cdot 1000}{3600 \cdot 11990} = 0,009 л / с,$$

где Q – общий расход воды, л/с;

$Q_{соср}$ – сосредоточенный расход, отбираемый крупным потребителем;

$\sum l$ – суммарная длина водопроводной сети, м.

Длина водоводов, переходов под дорогами и водными преградами, участки, проходящие по незастроенным территориям при этом не учитываются.

1) Определить путевой расход по каждому участку:

$$Q_{п} = Q_{уд} \cdot l, \quad (1.14)$$

где l – длина участка.

Результаты расчетов сводятся в таблицу 1.4.

2) Найти значения узловых расходов $Q_{узл}$. Путевые расходы на участках приводятся к узловым. Узловой расход равен полусумме путевых расходов участков, примыкающих к узлу.

Результаты заносятся в таблицы 1.5, 1.6

Таблица 1.4 – Расчет путевых расходов

Номер участка	Длина участка, м	Путевой расход $Q_{\text{п}}$, л/с	
		max	min
1-2	500	14	4,5
2-3	675	18,9	6,1
3-4	375	10,5	3,4
4-5	760	21,3	6,8
5-6	450	12,6	4,1
6-7	650	18,2	5,9
7-16	725	20,3	6,5
16-8	900	25,2	8,1
8-9	250	7	2,3
9-10	600	16,8	5,4
10-11	800	22,4	7,2
11-12	460	12,9	4,1
12-13	375	10,5	3,4
13-14	750	21	6,75
13-15	450	12,6	4,1
14-1	500	14	4,5
13-2	575	16,1	5,2
11-15	250	7	2,3
15-4	375	10,5	3,4
15-16	885	24,8	7,9
10-16	360	10,1	3,2
16-5	325	9,1	2,9

Таблица 1.5 – Расчет узловых расходов, на случай максимального водопотребления

Номер узла	Номера участков, примыкающих к узлу	Путевой расход $Q_{\text{п}}$ max, л/с	Узловой расход $Q_{\text{п}}$, max л/с
1	1-2	14	14
	1-14	14	
2	2-1	14	24,5
	2-3	18,9	
	2-13	16,1	
3	3-2	18,9	14,7
	3-4	10,5	
4	4-3	10,5	21,15
	4-5	21,3	
	4-15	10,5	
5	5-4	21,3	21,5
	5-6	12,6	
	5-16	9,1	
6	6-5	12,6	15,4

	6-7	18,2	
7	7-6	18,2	19,25
	7-16	20,3	

Окончание таблицы 1.5

8	8-16	25,2	16,1
	8-9	7	
9	9-8	7	11,9
	9-10	16,8	
10	10-9	16,8	24,65
	10-16	10,1	
	10-11	22,4	
11	11-10	22,4	21,15
	11-15	7	
	11-12	12,9	
12	12-11	12,9	11,7
	12-13	10,5	
13	13-12	10,5	30,1
	13-14	21	
	13-15	12,6	
	13-2	16,1	
14	14-1	14	17,5
	14-13	21	
15	15-13	12,6	27,45
	15-11	7	
	15-4	10,5	
	15-16	24,8	
16	16-15	24,8	44,75
	16-10	10,1	
	16-5	9,1	
	16-7	20,3	
	16-8	25,2	

Таблица 1.6 – Расчет узловых расходов, на максимального транзита в башню

Номер узла	Номера участков, примыкающих к узлу	Путевой расход $Q_{п, \min}$ л/с	Узловой расход $Q_{п, \min}$ л/с
1	1-2	4,5	4,5
	1-14	4,5	
2	2-1	4,5	7,9
	2-3	6,1	
	2-13	5,2	
3	3-2	6,1	4,75
	3-4	3,4	
4	4-3	3,4	6,8
	4-5	6,8	
	4-15	3,4	
5	5-4	6,8	6,9
	5-6	4,1	

	5-16	2,9	
6	6-5	4,1	
	6-7	5,9	10

Окончание таблицы 1.6

7	7-6	5,9	
	7-16	6,5	6,2
8	8-16	8,1	
	8-9	2,3	5,2
9	9-8	2,3	
	9-10	5,4	3,85
10	10-9	5,4	
	10-16	3,2	
	10-11	7,2	7,9
11	11-10	7,2	
	11-15	2,3	
	11-12	4,1	6,8
12	12-11	4,1	
	12-13	3,4	3,75
13	13-12	3,4	
	13-14	6,8	
	13-15	4,1	
	13-2	5,2	9,75
14	14-1	4,5	
	14-13	6,8	5,65
15	15-13	4,1	
	15-11	2,3	
	15-4	3,4	
	15-16	7,9	8,85
16	16-15	7,9	
	16-10	3,2	
	16-5	2,9	
	16-7	6,5	
	16-8	8,1	14,3

По расходу воды на участках сети определяют диаметры труб:

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot q}{\pi \cdot v}}, \quad (1.15)$$

где v - экономичная скорость, принимаемая в пределах 0,8 – 2 м/с.

Экономически выгодные диаметры можно принять по таблицам предельных расходов (прил. 1 [2]).

Потери напора в зависимости от диаметра и материала труб вычисляют на единицу длины трубопровода по формуле

$$j = \frac{\kappa \cdot q^n}{d^p}, \quad (1.16)$$

где κ , n , p – коэффициент и показатели степени, значения которых следует принимать по табл.2, прил.10 [1].

После определения потерь напора на участках вычисляют величину невязки в кольцах. Если ее величина превышает допустимую (0,5м), то проводят увязку сети. Эту трудоемкую задачу решают способом последовательного приближения.

Величина поправочного расхода для кольца определяется по формуле

$$\Delta q = \pm \frac{\Delta h}{2 \sum S \cdot q}, \quad (1.17)$$

где Δh – невязка в кольце, м;

$\sum S q$ – арифметическая сумма произведений расходов каждого участка на его сопротивление.

В соответствии с полученными для каждого кольца поправочными расходами производится перераспределение расходов и, по новым расчетным расходам вычисляются величины невязок. Результаты вычислений целесообразно записывать в табличной форме.

По способу М.М. Андрияшева выявляют замкнутые контуры, объединяющие целые группы колец с наиболее перегруженными ветвями. Для уменьшения величины выявленной невязки по контуру пропускают увязочный расход, величина которого определяется по формуле

$$\Delta q = \frac{q_{CP} \cdot \Delta h}{2 \sum h}, \quad (1.18)$$

где q_{CP} – средняя величина расходов для всех входящих в контур участков, л/с;

Δh – невязка в кольце, м;

$\sum h$ – сумма абсолютных величин потерь напора по всему кольцу.

Направление увязочного (поправочного) расхода в контуре должно быть противоположным направлению движения воды в перегруженной ветви контура. Для получения требуемой величины невязки увязанной расход приходится пропускать несколько раз по различным контурам. Конечная невязка в каждом кольце не должна превышать 0,5 м, а невязка по наружному контуру сети должна быть не более 1,5 м.

На окончательной схеме расчета потери напора должны быть определены с учетом поправок на неквадратичность режима движения воды в трубе.

Метод В.Г. Лобачева избавляет от ошибочных операций и после нескольких попыток приводит к увязке сети.

Результаты заносятся в таблицы 1.7, 1.8, 1.9.

Таблица 1.7 - Гидравлический расчет сети на случай максимального водопотребления

N коль ца	N учас тков	$L, м$	$q, л/с$	d	v	δ	S_0	$S = S_0 \cdot l \cdot \delta$	$S \cdot q$
1	1-2	500	56,16	350	1,115	1,02	$4,365 \cdot 10^{-7}$	0,000243	0,014
	2-13	575	55	250	1,015	1,1	$2,528 \cdot 10^{-6}$	0,001475	0,081
	13-14	750	229,4	400	1	1	$2,189 \cdot 10^{-7}$	0,000164	0,038
	14-1	500	246,9	500	1	1	$6,778 \cdot 10^{-8}$	0,00003	0,007
									$\Sigma=0,14$
2	2-3	675	86,66	300	1	1	$9,485 \cdot 10^{-7}$	0,00064	0,055
	3-4	375	71,96	300	1,03	1,1	$9,485 \cdot 10^{-7}$	0,000366	0,026
	4-15	375	71	250	1	1	$2,528 \cdot 10^{-6}$	0,000948	0,067
	15-13	450	176,9	400	1	1	$2,189 \cdot 10^{-7}$	0,00009	0,016
	13-2	575	55	250	1,015	1,1	$2,528 \cdot 10^{-6}$	0,001475	0,081
									$\Sigma=0,245$
3	13-12	375	32,6	200	1,02	1,02	$8,092 \cdot 10^{-6}$	0,003095	0,1
	12-11	460	44,3	200	1	1	$8,092 \cdot 10^{-6}$	0,003722	0,16
	11-15	250	58,45	250	1,02	1,01	$2,528 \cdot 10^{-6}$	0,000645	0,038
	15-13	450	176,9	400	1	1	$2,189 \cdot 10^{-7}$	0,00009	0,016
									$\Sigma=0,314$
4	11-15	250	58,45	250	1	1	$2,528 \cdot 10^{-6}$	0,000632	0,037
	15-16	885	20	150	1,015	1,1	$3,711 \cdot 10^{-5}$	0,033335	0,667
	16-10	360	7	150	1,2	1	$3,711 \cdot 10^{-5}$	0,016032	0,112
	10-11	800	7	150	1,2	1	$3,711 \cdot 10^{-5}$	0,035626	0,249
									$\Sigma=1,065$
5	15-4	375	71	250	1	1	$2,528 \cdot 10^{-6}$	0,000948	0,067
	15-16	885	20	150	1,015	1,1	$3,711 \cdot 10^{-5}$	0,033335	0,667
	16-5	325	20	150	1,015	1,1	$3,711 \cdot 10^{-5}$	0,012242	0,245
	5-4	760	121,81	350	1	1	$4,365 \cdot 10^{-7}$	0,000331	0,04
									$\Sigma=1,019$
6	10-16	360	7	150	1,2	1	$3,711 \cdot 10^{-5}$	0,016032	0,112
	16-8	900	21,29	500	1,2	1	$6,778 \cdot 10^{-8}$	0,00007	0,001
	8-9	250	5,19	200	1,6	1	$8,092 \cdot 10^{-6}$	0,003237	0,017
	9-10	600	6,71	150	1,26	1	$3,711 \cdot 10^{-5}$	0,028055	0,188
									$\Sigma=0,318$
7	16-5	325	20	150	1,015	1,1	$3,711 \cdot 10^{-5}$	0,012242	0,245
	5-6	450	80,31	300	1,1	1	$9,485 \cdot 10^{-7}$	0,000469	0,038
	6-7	650	64,91	250	1	1	$2,528 \cdot 10^{-6}$	0,001643	0,107
	7-16	725	19,04	150	1,015	1,1	$3,711 \cdot 10^{-5}$	0,027308	0,519
									$\Sigma=0,909$

Продолжение таблицы 1.7

$S \cdot q^2$	I исправление				II исправление		
	Δq	$q_{испр}$	Sq	Sq^2	Δq	$q_{испр}$	Sq
-0,77	+50,07	106,23	0,026	-2,74	+28,67	134,9	0,0328
+4,46	-50,07/-7,27	2,34	0,003	-0,008	+28,67/-7,38	23,63	0,0349
+8,6	-50,07	179,33	0,029	+5,26	-28,67	150,66	0,0247
+1,73	-50,07	196,83	0,006	+1,16	-28,67	168,16	0,005
$\Delta h=+14,02$			$\Sigma=0,06$	$\Delta h=+3,67$			$\Sigma=0,097$
-4,81	-7,27	79,39	0,0508	-4,03	+7,38	86,77	0,056
-1,89	-7,27	64,76	0,0237	-1,54	+7,38	72,14	0,026
+4,78	+7,27/-0,62	77,65	0,0736	+5,72	-7,38/-4	66,27	0,0628
+2,82	+7,27/-24,87	159,3	0,0143	+2,28	-7,38/-17,86	134,06	0,012
-4,46	-7,27/-50,07	2,34	0,003	+0,008	-7,38/+28,67	23,63	0,0349
$\Delta h=-3,56$			$\Sigma=0,17$	$\Delta h=+2,44$			$\Sigma=0,192$
-3,29	-24,87	7,73	0,0239	-0,185	-17,86	10,13	0,0314
-7,31	-24,87	19,43	0,0723	-1,41	-17,86	1,57	0,006
-2,2	-24,87/+5,69	39,27	0,0248	-0,97	-17,86/+2,38	23,79	0,0153
-2,82	-24,87/+7,27	159,3	0,0143	-2,28	-17,86/-7,38	134,06	0,012
$\Delta h=-15,62$			$\Sigma=0,14$	$\Delta h=-4,85$			$\Sigma=0,065$
+2,16	+5,69/-24,87	39,27	0,025	+0,97	+2,38/-17,86	23,79	0,0153
-13,33	-5,69/+0,62	14,93	0,497	-7,43	-2,38/+4	16,55	0,5517
+0,79	+5,69/+0,55	13,24	0,212	+2,81	+2,38/-2,33	13,29	0,21307
-1,75	-5,69	1,31	0,047	-0,06	-2,38	1,07	0,0381
$\Delta h=-12,13$			$\Sigma=0,78$	$\Delta h=-3,71$			$\Sigma=0,82$
-4,78	-0,62/+7,27	77,65	0,0736	-5,72	-4/-7,38	66,27	0,0628
+13,33	+0,62/-5,69	14,93	0,498	+7,43	+4/-2,38	16,55	0,5517
-4,89	-0,62/-2,66	16,72	0,205	-3,42	-	16,72	0,205
-4,92	-0,62	121,19	0,0402	-4,87	-4	117,19	0,039
$\Delta h=-1,26$			$\Sigma=0,82$	$\Delta h=-6,58$			$\Sigma=0,859$
-0,79	+0,55/+5,69	13,24	0,212	-2,81	-2,33/+2,38	13,29	0,21307
-0,03	+0,55	21,84	0,0015	-0,03	-2,33	19,51	0,00137
-0,09	+0,55	5,74	0,018	0,11	-2,33	3,41	0,01104
+1,26	-0,55	6,16	0,173	+1,06	+2,33	8,49	0,2382
$\Delta h=+0,35$			$\Sigma=0,41$	$\Delta h=-1,89$			$\Sigma=0,464$
+4,89	-2,66/-0,62	16,72	0,2047	+3,42			
-3,03	+2,66	82,97	0,0389	-3,23			
-6,92	+2,66	67,57	0,111	-7,5			
+9,89	-2,66	16,38	0,447	+7,33			
$\Delta h=+4,83$			$\Sigma=0,8$	$\Delta h=+0,22$			

Продолжение таблицы 1.7

$S \cdot q^2$	III исправление				IV исправление		
	Δq	$q_{испр}$	Sq	Sq^2	Δq	$q_{испр}$	Sq
-4,42	-3,45	131,45	0,032	-4,2			
-0,82	-	23,63	0,035	-0,82			
+3,72	+3,45	154,11	0,025	+3,89			
+0,85	+3,45	171,61	0,005	+0,88			
$\Delta h = -0,67$			$\Sigma = 0,097$	$\Delta h = -0,25$			
-4,82							
-1,9							
+4,16							
+1,62							
+0,82							
$\Delta h = -0,12$							
+0,32	+12,98	23,11	0,072	+1,65			
-0,009	-12,98	11,41	0,042	+0,48			
-0,37	-12,98/+3,59	14,4	0,009	-0,13			
-1,62	-	134,06	0,012	-1,62			
$\Delta h = -1,68$			$\Sigma = 0,135$	$\Delta h = +0,38$			
+0,37	+3,59/-12,98	14,4	0,009	+0,13	-	14,4	0,009
-9,13	-3,59/+1,75	14,71	0,490	-7,21	-1,22/+3,0	16,49	0,5497
+2,83	+3,59/-0,95	15,93	0,2554	+4,07	+1,22/-1,44	15,71	0,2518
+0,04	+3,59	4,66	0,166	+0,77	+1,22	5,88	0,2095
$\Delta h = -5,89$			$\Sigma = 0,92$	$\Delta h = -2,24$			$\Sigma = 1,02$
-4,16	-	66,27	0,0628	-4,16	-	66,27	0,0628
+9,13	+1,75/-3,59	14,71	0,490	+7,21	+3,0/-1,22	16,49	0,5497
-3,42	-	16,72	0,205	-3,42	-	16,72	0,205
-4,55	-1,75	115,44	0,0382	-4,41	-3,0	112,44	0,0372
$\Delta h = -3,0$			$\Sigma = 0,796$	$\Delta h = -4,78$			$\Sigma = 0,855$
-2,83	-0,95/+3,59	15,93	0,255	-4,07	-1,44/+1,22	15,71	0,2518
-0,03	-0,95	18,56	0,0013	-0,02	-1,44	17,12	0,0012
-0,04	-0,95	2,46	0,0079	-0,02	-1,44	1,02	0,0033
+2,02	+0,95	9,44	0,2648	+2,5	+1,44	10,88	0,30524
$\Delta h = -0,88$			$\Sigma = 0,5295$	$\Delta h = -1,53$			$\Sigma = 0,56$

[illegible]

Таблица 1.8 - Гидравлический расчет сети на случай максимального транзита водопотребления

<i>N</i> коль ца	<i>N</i> учас тков	<i>L</i> , м	<i>q</i> , л/с	<i>d</i>	<i>v</i>	δ	<i>S</i> ₀	$S = S_0 \cdot l \cdot \delta$	<i>S</i> · <i>q</i>
1	1-2	500	134,25	350	1,44	1	$4,365 \cdot 10^{-7}$	0,00022	0,029
	2-13	575	25	250	0,51	1,15	$2,528 \cdot 10^{-6}$	0,00167	0,042
	13-14	750	26,15	400	0,28	1,25	$2,189 \cdot 10^{-7}$	0,00021	0,005
	14-1	500	31,8	500	0,16	1,6	$6,778 \cdot 10^{-8}$	0,00005	0,002
									$\Sigma=0,078$
2	2-3	675	101,35	300	1,29	1	$9,485 \cdot 10^{-7}$	0,00064	0,649
	3-4	375	96,6	300	1,24	1	$9,485 \cdot 10^{-7}$	0,00036	0,034
	4-15	375	22	250	0,68	1,085	$2,528 \cdot 10^{-6}$	0,00103	0,023
	15-13	450	22,85	400	0,18	1,41	$2,189 \cdot 10^{-7}$	0,00014	0,003
	13-2	575	25	250	0,51	1,15	$2,528 \cdot 10^{-6}$	0,00167	0,042
									$\Sigma=0,751$
3	13-12	375	18,55	200	0,62	1,115	$8,092 \cdot 10^{-6}$	0,00338	0,063
	12-11	460	14,8	200	0,5	1,15	$8,092 \cdot 10^{-6}$	0,00428	0,063
	11-15	250	14	250	0,28	1,28	$2,528 \cdot 10^{-6}$	0,00081	0,011
	15-13	450	22,85	400	0,18	1,41	$2,189 \cdot 10^{-7}$	0,00014	0,003
									$\Sigma=0,14$
4	11-15	250	14	250	0,28	1,28	$2,528 \cdot 10^{-6}$	0,00081	0,011
	15-16	885	22	150	1,21	1	$3,711 \cdot 10^{-5}$	0,03284	0,723
	16-10	360	21,35	150	1,21	1	$3,711 \cdot 10^{-5}$	0,01336	0,285
	10-11	800	22	150	1,2	1	$3,711 \cdot 10^{-5}$	0,02969	0,653
									$\Sigma=1,672$
5	15-4	375	22	250	0,45	1,175	$2,528 \cdot 10^{-6}$	0,0011	0,025
	15-16	885	22	150	1,2	1	$3,711 \cdot 10^{-5}$	0,03284	0,723
	16-5	325	22,71	150	1,2	1	$3,711 \cdot 10^{-5}$	0,01206	0,274
	5-4	760	67,8	350	0,93	1,04	$4,365 \cdot 10^{-7}$	0,00035	0,023
									$\Sigma=1,045$
6	10-16	360	21,35	150	1,2	1	$3,711 \cdot 10^{-5}$	0,01336	0,285
	16-8	900	31,05	500	1,3	1	$6,778 \cdot 10^{-8}$	0,00006	0,002
	8-9	250	25,85	200	0,81	1,06	$8,092 \cdot 10^{-6}$	0,00214	0,055
	9-10	600	22	150	1,2	1	$3,711 \cdot 10^{-5}$	0,02227	0,489
									$\Sigma=0,831$
7	16-5	325	22,71	150	1,2	1	$3,711 \cdot 10^{-5}$	0,01206	0,274
	5-6	450	38,2	300	0,54	1,13	$9,485 \cdot 10^{-7}$	0,0048	0,018
	6-7	650	28,2	250	0,56	1,13	$2,528 \cdot 10^{-6}$	0,00186	0,052
	7-16	725	22	150	1,2	1	$3,711 \cdot 10^{-5}$	0,02690	0,59
									$\Sigma=0,934$

Продолжение таблицы 1.8

$S \cdot q^2$	I исправление				II исправление		
	Δq	$q_{испр}$	Sq	Sq^2	Δq	$q_{испр}$	Sq
-3,97	-30,89	103,36	0,0227	-2,35	-19,31	84,05	0,018491
-1,04	-30,89/+6,18	0,29	0,00048	-0,0001	-19,31/+31,15	20,13	0,03362
+0,14	+30,89	57,04	0,01198	+0,68	+19,31	76,35	0,016034
+0,05	+30,89	62,69	0,00313	+0,19	+19,31	82	0,0041
$\Delta h=-4,82$			$\Sigma=0,03833$	$\Delta h=-1,48$			$\Sigma=0,072245$
-6,58	-6,18	95,17	0,06091	-5,79	-39,15	56,02	0,03585
-3,32	-6,18	90,42	0,03255	-2,94	-39,15	51,27	0,01846
-0,49	-6,18/-4,12	11,7	0,012051	-0,14	-39,15/+3,06	24,39	0,02512
+0,07	+6,18/+6,68	35,71	0,00499	+0,18	-	35,71	0,00499
+1,04	+6,18/-30,89	0,29	0,00048	+0,0001	+39,15/-19,31	20,13	0,03362
$\Delta h=-9,28$			$\Sigma=0,11098$	$\Delta h=-8,69$			$\Sigma=0,11804$
+1,16	-6,68	11,87	0,09012	-0,48			
+0,94	-,68	8,12	0,03475	-0,28			
-0,16	+6,68/+2,23	22,91	0,01856	=0,43			
-0,07	+6,68/+6,18	35,71	0,00499	+0,18			
$\Delta h=1,87$			$\Sigma=0,09842$	$\Delta h=-0,15$			
+0,16	+2,23/+6,68	22,91	0,01856	+0,43	-	22,91	0,01856
-15,89	-2,23/-4,12	15,65	0,513946	-8,04	+0,92/+3,06	19,63	0,64465
-6,09	-2,23/+3,72	22,84	0,30514	-6,97	+0,92/+1,02	24,78	0,331061
+14,37	+2,23	24,23	0,7059	+17,43	-0,92	23,31	0,69207
$\Delta h=-7,45$			$\Sigma=1,5436$	$\Delta h=+2,85$			$\Sigma=1,686341$
+0,54	-4,12/-6,18	11,7	0,012051	+0,14	+3,06/-39,15	24,39	0,02512
+15,89	-4,12/-2,23	15,65	0,513946	+8,04	+3,06/+0,92	19,63	0,64465
-6,22	+4,12/+4,81	31,64	0,38458	-12,07	-3,06/-1,44	27,14	0,32731
-1,59	+4,12	71,92	0,025172	-1,81	-3,06	68,86	0,024101
$\Delta h=+8,62$			$\Sigma=0,93274$	$\Delta h=-5,7$			$\Sigma=1,021181$
+6,09	+3,72/-2,23	22,84	0,30514	+6,97	+1,02/+0,92	24,78	0,331061
-0,06	-3,72	27,33	0,00164	-0,04	-1,02	26,31	0,00158
-1,43	-3,72	22,13	0,04736	-1,05	-1,02	21,11	0,04518
-10,78	-3,72	18,28	0,40709	-7,44	-1,02	17,26	0,38438
$\Delta h=-6,18$			$\Sigma=0,76123$	$\Delta h=-1,56$			$\Sigma=0,762201$
+6,22	+4,81/+4,12	31,64	0,38058	+12,07	-1,44/-3,06	27,14	0,32731
-0,7	-4,81	33,39	0,01603	-0,54	+1,44	34,83	0,01672
-1,48	-4,81	23,39	0,04351	-1,02	+1,44	24,83	0,04618
-13,02	-4,81	17,19	0,46241	-7,9	+1,44	18,63	0,50115
$\Delta h=-8,98$			$\Sigma=0,90353$	$\Delta h=+2,61$			$\Sigma=0,89136$

Окончание таблицы 1.8

	III исправление				IV исправление			
$S \cdot q^2$	Δq	$q_{испр}$	Sq	Sq^2	Δq	$q_{испр}$	Sq	$S \cdot q^2$
-1,55	-4,6	79,45	0,01748	-1,4				
-0,68	-4,6/+6,27	21,8	0,036406	-0,79				
+1,22	+4,6	80,95	0,01699	+1,4				
+0,34	+4,6	86,6	0,00433	+0,37				
$\Delta h = -0,67$				$\Delta h = -0,42$				
-2,0	-6,27	49,75	0,03184	-1,58				
-0,95	-6,27	45	0,0162	-0,73				
+0,61	+6,27/+0,73	31,39	0,03233	+1,01				
+0,18	-	35,71	0,00499	+0,18				
+0,68	+6,27/-4,6	21,8	0,03641	+0,79				
$\Delta h = -1,48$				$\Delta h = -0,31$				
+0,43	-	22,91	0,01856	+0,43				
-12,65	-1,27/-0,73	17,63	0,57897	-10,21				
-8,2	-1,27/+0,38	23,89	0,31917	-7,6				
+16,13	+1,27	24,58	0,72978	+17,94				
$\Delta h = -4,29$				$\Delta h = +0,56$				
-0,61	+0,73/+6,27	31,39	0,03233	-0,01	-	31,39	0,03233	-0,01
+12,65	-0,73/-1,27	17,63	0,57897	+8,1	-	17,63	0,57897	+8,21
-8,88	+0,73/+1,2	29,07	0,35058	-8,19	-	29,07	0,35058	-8,19
-1,66	+0,73	69,59	0,24357	-0,7	-1,12	68,47	0,0239	-0,5
$\Delta h = +1,5$			$\Sigma = 1,20545$	$\Delta h = -0,8$				$\Delta h = -0,5$
+8,2	+0,38/-1,27	23,89	0,31917	+7,6				
-0,04	-0,38	25,93	0,00156	-0,04				
-0,95	-0,38	20,73	0,04436	-0,92				
-6,63	-0,38	16,88	0,37592	-6,3				
$\Delta h = -0,58$				$\Delta h = +0,34$				
+8,88	+1,2/+0,73	29,07	0,35058	+10,19				
-0,58	-1,2	33,63	0,01614	-0,54				
-1,15	-1,2	23,63	0,04395	-1,04				
-9,3	-1,2	17,43	0,46887	-8,17				
$\Delta h = -2,15$				$\Delta h = +0,44$				

Таблица 1.9 - Гидравлический расчет сети на случай пожара

N коль ца	N учас тков	$L, м$	$q, л/с$	d	v	δ	S_0	$S = S_0 \cdot l \cdot \delta$	$S \cdot q$
1	1-2	500	245,94	350	2,56	1	$4,365 \cdot 10^{-7}$	0,000218	0,053615
	2-13	575	119,97	250	2,44	1	$2,528 \cdot 10^{-6}$	0,001454	0,174388
	13-14	750	120	400	0,9	1,04	$2,189 \cdot 10^{-7}$	0,00017	0,020405
	14-1	500	137,5	500	0,7	1,085	$6,778 \cdot 10^{-8}$	0,00004	0,0055
									$\Sigma=0,253908$
2	2-3	675	101,47	300	1,32	1	$9,485 \cdot 10^{-7}$	0,00064	0,064931
	3-4	375	86,77	300	1,12	1,02	$9,485 \cdot 10^{-7}$	0,000363	0,031464
	4-15	375	85	250	1,6	1	$2,528 \cdot 10^{-6}$	0,000948	0,08058
	15-13	450	170,47	400	1,31	1	$2,189 \cdot 10^{-7}$	0,00009	0,015342
	13-2	575	119,97	250	2,44	1	$2,528 \cdot 10^{-6}$	0,001454	0,174388
3									$\Sigma=0,366705$
	13-12	375	39,4	200	1,17	1,013	$8,092 \cdot 10^{-6}$	0,003074	0,121114
	12-11	460	27,7	200	0,82	1,058	$8,092 \cdot 10^{-6}$	0,003938	0,109089
	11-15	250	25	250	0,49	1,16	$2,528 \cdot 10^{-6}$	0,000733	0,018328
	15-13	450	170,47	400	1,31	1	$2,189 \cdot 10^{-7}$	0,00009	0,016723
4									$\Sigma=0,265254$
	11-15	250	25	250	0,49	1,16	$2,528 \cdot 10^{-6}$	0,000733	0,018328
	15-16	885	33	150	1,73	1	$3,711 \cdot 10^{-5}$	0,032842	1,083798
	16-10	360	30	150	1,53	1	$3,711 \cdot 10^{-5}$	0,01336	0,400788
	10-11	800	31,55	150	1,63	1	$3,711 \cdot 10^{-5}$	0,029688	0,936656
5									$\Sigma=2,43957$
	15-4	375	85	250	1,6	1	$2,528 \cdot 10^{-6}$	0,000948	0,08058
	15-16	885	33	150	1,73	1	$3,711 \cdot 10^{-5}$	0,032842	1,083798
	16-5	325	34,85	150	1,97	1	$3,711 \cdot 10^{-5}$	0,012061	0,420317
	5-4	760	150,62	350	1,56	1	$4,365 \cdot 10^{-7}$	0,000331	0,049909
6									$\Sigma=1,634604$
	10-16	360	30	150	1,53	1	$3,711 \cdot 10^{-5}$	0,01336	0,400788
	16-8	900	26,1	500	0,13	1,41	$6,778 \cdot 10^{-8}$	0,00008	0,002088
	8-9	250	25	200	0,79	1,05	$8,092 \cdot 10^{-6}$	0,002124	0,053104
	9-10	600	36,9	150	2,09	1	$3,711 \cdot 10^{-5}$	0,022266	0,821615
7									$\Sigma=1,277595$
	16-5	325	34,85	150	1,97	1	$3,711 \cdot 10^{-5}$	0,012061	0,420317
	5-6	450	94,27	300	1,33	1	$9,485 \cdot 10^{-7}$	0,000427	0,040216
	6-7	650	78,87	250	1,6	1	$2,528 \cdot 10^{-6}$	0,001643	0,129599
	7-16	725	33	150	1,73	1	$3,711 \cdot 10^{-5}$	0,026905	0,887857
7									$\Sigma=1,477989$

Продолжение таблицы 1.9

	I исправление				II исправление		
$S q^2$	Δq	$q_{испр}$	Sq	Sq^2	Δq	$q_{испр}$	Sq
-13,18	-60,83	185,11	0,04035	-7,47	-6,86	178,25	0,03886
-20,92	-60,83/-28,72	30,42	0,04423	-1,35	-6,86/+20,8	44,36	0,064499
+2,45	+60,83	180,83	0,03074	+5,56	+6,86	187,69	0,03191
+0,76	+60,83	198,33	0,00793	+1,57	+6,86	205,19	0,00821
$\Delta h=-30,89$			$\Sigma=0,123253$	$\Delta h=-1,69$			$\Sigma=0,143479$
-6,59	+28,72	130,19	0,08332	-10,85	-20,8	109,39	0,070009
-2,73	+28,72	115,49	0,041923	-4,84	-20,8	94,69	0,03437
+6,85	-28,72/+2,06	58,34	0,05531	+3,23	+20,8/-8,84	70,3	0,06664
+2,61	-28,72/-20,92	120,83	0,010875	+1,31	+20,8/-12,8	128,83	0,01159
+20,92	-28,72/-60,83	30,42	0,04423	+1,35	+20,8/-6,86	44,36	0,064499
$\Delta h=+21,06$			$\Sigma=0,235658$	$\Delta h=-9,8$			$\Sigma=0,247108$
-4,77	-20,92	18,48	0,056808	-1,05	-12,8	5,68	0,01746
-3,02	-20,92	6,78	0,026699	-0,18	-12,8	6,02	0,02371
-0,46	-20,92/+10,83	14,91	0,010929	-0,16	-12,8/-1,09	1,02	0,00075
-2,85	-20,92/-28,72	120,83	0,010875	-1,31	-12,8/+20,8	128,83	0,01159
$\Delta h=-11,1$			$\Sigma=0,105311$	$\Delta h=-2,7$			$\Sigma=0,05351$
+0,46	+10,83/-20,92	14,91	0,010929	+0,16	-1,09/-12,8	1,02	0,00075
-35,77	-10,83/-2,06	20,11	0,660453	-13,28	+1,09/+8,84	30,04	0,98657
+12,02	+10,83/+6,62	47,45	0,633932	+30,08	-1,09/-4,2	42,16	0,56326
-29,55	-10,83	20,72	0,615135	-12,75	+1,09	21,81	0,64749
$\Delta h=-52,84$			$\Sigma=1,920449$	$\Delta h=4,21$			$\Sigma=2,19807$
-6,85	+2,06/-28,72	58,34	0,05531	-3,23	-8,84/+20,8	70,3	0,06664
+35,77	-2,06/-10,83	20,11	0,660453	+13,28	+8,84/+1,09	30,04	0,98657
-14,65	+2,06/+9,69	46,6	0,562043	-26,19	-	46,6	0,562043
-7,52	-2,06	148,56	0,04917	-7,31	-8,84	139,72	0,04625
$\Delta h=+6,75$			$\Sigma=1,326976$	$\Delta h=-23,45$			$\Sigma=1,6615$
-12,02	+6,62/+10,83	47,45	0,633932	-30,08	-4,2/-1,09	42,16	0,56326
-0,05	+6,62	32,72	0,00262	-0,08	-4,2	28,52	0,00228
-1,33	+6,62	31,62	0,067161	-2,12	-4,2	27,42	0,05824
+30,32	-6,62	30,28	0,67421	+20,64	+4,2	34,48	0,76773
$\Delta h=16,92$			$\Sigma=1,377923$	$\Delta h=-11,64$			$\Sigma=1,39151$
+14,65	+9,69/+2,06	46,6	0,562043	+26,19			
-3,79	-9,69	84,58	0,036116	-3,05			
-10,22	-9,69	69,18	0,113663	-7,89			
-29,29	-9,69	23,31	0,627156	-14,72			
$\Delta h=-28,65$			$\Sigma=1,338978$	$\Delta h=-0,53$			

Продолжение таблицы 1.9

	III исправление				IV исправление		
$S \cdot q^2$	Δq	$q_{испр}$	Sq	Sq^2	Δq	$q_{испр}$	Sq
-6,93	-7,39	170,86	0,0372	-6,36			
-2,86	-7,39/+3,78	40,75	0,05925	-2,4			
+5,99	-7,39	195,08	0,03316	+6,47			
+1,68	+7,39	212,58	0,008503	+1,81			
$\Delta h = -2,12$			$\Sigma = 0,138113$	$\Delta h = -0,48$			
-7,66	-3,78	105,61	0,06759	-7,14	-3,29	102,32	0,06548
-3,25	-3,78	90,91	0,033	-3,0	-3,29	87,62	0,03181
+4,69	+3,78/-2,3	71,78	0,068047	+4,88	-	71,78	0,068047
+1,49	+3,78/-13	119,61	0,01076	+1,29	-	119,61	0,01076
+2,86	+3,78/-7,39	40,75	0,05925	+2,4	-	40,75	0,05925
$\Delta h = -1,87$			$\Sigma = 0,238647$	$\Delta h = -1,57$			$\Sigma = 0,2353$
-0,09	-13,0	7,32	0,02250	+0,16			
+0,14	+13,0	19,02	0,0749	+1,42			
-0,0008	-13,0/-1,52	13,5	0,009896	+0,13			
-1,49	-13,0/+3,78	119,61	0,0107649	-1,29			
$\Delta h = -1,4$			$\Sigma = 0,118061$	$\Delta h = 0,42$			
+0,0008	-1,52/-13,0	13,5	0,009896	-0,13	-	13,5	0,009896
-29,6	+1,52/+2,3	33,86	1,112030	-37,65	-	33,86	1,112030
+23,75	-1,52/+0,36	41	0,54776	+22,46	+6,66/+0,63	48,29	0,64515
-14,1	+1,52	23,33	0,69262	-16,15	-6,66	16,67	0,49489
$\Delta h = 6,69$			$\Sigma = 2,3623$	$\Delta h = -31,4$			$\Sigma = 2,26196$
-4,69	-2,3/+3,78	71,78	0,068047	-4,88			
+29,6	+2,3/+1,52	33,86	1,112030	+37,65			
-26,19	-	46,6	0,562043	-26,19			
-6,46	-2,3	137,42	0,045486	-6,25			
$\Delta h = -7,74$			$\Sigma = 1,787606$	$\Delta h = +0,33$			
-23,75	+0,36/-1,52	41	0,54776	-22,46	+0,63/+6,66	48,29	0,64515
-0,06	+0,36	28,88	0,00231	-0,06	+0,63	29,51	0,00236
-1,59	+0,36	27,78	0,059	-1,62	+0,63	28,41	0,06034
+26,4	-0,36	34,12	0,759716	+25,9	-0,63	33,49	0,74569
$\Delta h = +1,0$			$\Sigma = 1,368786$	$\Delta h = 1,73$			$\Sigma = 1,45654$

Окончание таблицы 1.9

	V исправление				VI исправление			
S·q ²	Δq	qиспр	Sq	Sq ²	Δq	qиспр	Sq	Sq ²
-6,7	-1,93	100,39	0,06425	-6,44				
-2,78	-1,93	85,69	0,031105	-2,66				
+4,88	-	71,78	0,068047	+4,88				
+1,29	-	119,61	0,01076	+1,29				
+2,4	-	40,75	0,05925	+2,4				
Δh=-0,91				Δh=-0,53				
-0,13	-	13,5	0,009896	-0,13	-	13,5	0,00989	-0,13
-37,65	-	33,86	1,112030	-37,65	-	33,86	1,11203	-37,65
+31,15	+3,23/-2,73	48,79	0,65183	+33,8	+2,6/-1,33	50,06	0,6688	+37,97
-8,2	-3,23	13,44	0,399007	-2,36	-2,6	10,84	0,32182	-0,75
Δh=-14,83			Σ=2,1727	Δh=-6,34			Σ=2,112	Δh=-0,56
-31,15	-2,73/+3,23	48,79	0,6518	-31,8	-1,33/+2,6	50,06	0,6688	-32,5
-0,07	-2,73	26,78	0,00214	-0,05	-1,33	25,45	0,00204	-0,05
-1,7	-2,73	25,68	0,05454	-1,4	-1,33	24,35	0,05172	-1,2
+24,97	+2,73	36,22	0,80647	+28,21	+1,33	37,55	0,83608	+33,26
Δh=-7,95			Σ=1,5149	Δh=-3,04			Σ=1,558	Δh=-0,49

1.3 Расчет водозаборных сооружений

1.3.1 Выбор водозаборных сооружений

Водозаборные сооружения руслового типа применяются при пологом строении берега с широкой затопляемой поймой, отсутствии достаточных глубин у берега и загрязненности воды у берега.

При выборе типа водозаборного сооружения необходим учет различных факторов, основными из которых являются: нормативная категория надежности подачи воды, характеристика природных условий забора воды, топографические, гидрологические, геологические и гидрогеологические условия площадки строительства, а также характеристики основного насосного оборудования.

При выборе типа водоприемника следует учитывать не только характер рельефа берега, но и то, что СНиП допускает повышение степени надежности забора воды русловыми затопленными водоприемниками на единицу:

- 1) при размещении водоприемника в затопляемом самопромывающемся водоприемном ковше;
- 2) при подводе к водоприемным отверстиям теплой воды в количестве не менее 20% забираемого расхода воды;
- 3) при применении специальных наносозащитных устройств;
- 4) при обеспечении надежной системы промыва самотечных водоводов, сороудерживающих решеток и рыбозаградительных устройств.

Промыв может быть осуществлен прямым и обратным током воды, волновыми импульсами (так называемый импульсный промыв).

При большой амплитуде колебаний уровней воды в водоисточнике или при применении насосов с малой вакуумметрической высотой всасывания, а также при необходимости установки насосов “под заливом” применяют водозабор совмещенного типа, т. е. береговой водоприемносеточный колодец объединяют в одном блоке с насосной станцией.

Водозабор с русловым водоприемником совмещенного типа имеет амплитуду колебания уровней воды более 6м при производительности водозабора до 1м³/с; при производительности 1-6 м³/с – амплитуда любая.

Русловые водозаборные сооружения состоят из одного или нескольких русловых затопленных водоприемников (оголовков), самотечных или сифонных водоводов, берегового колодца и насосной станции. В береговом колодце, так же как и в береговом водоприемнике, устраиваются два отделения: приемное и всасывающее. Каждое отделение перегородками разделяется не менее чем на две секции. При крупных насосных агрегатах количество секций применяется равным количеству всасывающих труб. Между приемным и всасывающим отделениями в перегородках устанавливаются плоские съемные или вращающиеся сетки.

Забор воды осуществляется через водоприемные отверстия (выходные окна) затопленного водоприемника. В окнах установлены грубые решетки для задержания из воды крупных примесей. Из затопленного водоприемника вода поступает по самотечным или сифонным водоводам во все секции приемного

отделения и проходит через сетки во всасывающее отделение, из которого забирается насосами насосной станции и подается по назначению.

Фильтрующий водоприемник состоит из трех основных элементов: несущего каркаса, водоприемного фильтра с поддерживающими его решетками и водосборной части, сопрягающейся с самотечной трубой. Применяется на всех реках, кроме горных, при отсутствии лесосплава плотами. Водоприемник может использоваться в качестве рыбозащитного устройства или в качестве фильтрующих секций в составе комбинированного водоприемника. Корпус водоприемника чаще всего выполняется в виде *ряжа* из дерева, в редких случаях изготавливается из железобетона или бетона.

Водоприемные фильтры подразделяются на три типа:

I- с горизонтальным расположением фильтрующей загрузки на решетке и входом воды сверху вниз, применяется на реках с тяжелыми шуголедовыми и насосным режимами и малой глубиной подо льдом;

II - с горизонтальным расположением загрузки и входом воды снизу вверх, применяется на реках с достаточными глубинами, в основном для рыбозащиты и одновременного предотвращения захвата сора и наносов;

III - с расположением фильтра в вертикальной плоскости и входом воды по горизонтали, применяется для предотвращения захвата транзитной шуги, а также для рыбозащиты. В качестве фильтрующей загрузки используют гальку и щебень. Крупность и размер слоя фильтров всех типов принимают по рекомендациям.

Водосборная часть водоприемника устраивается в виде щелевой вихревой камеры, дырчатой трубы, бункера, открытой вихревой камеры из деревянных брусьев, укрепленных с просветами, или деревянной галереи с постоянной площадью поперечного сечения по длине и со щелевыми отверстиями в стенах.

Забор воды осуществляется через фильтрующую загрузку в водосборную часть водоприемника, из которой отводится вихревыми камерами в самотечные водоводы.

На реках со сложными шуголедовым режимом предусматривается обогрев водоприемника теплой водой.

Оголовок железобетонный двухсекционный, защищенный оголовок конструкции ВНИИВОДГЕО.

Используется на лесосплавных реках с тяжелыми шуголедовыми условиями при средней производительности (1-3 м³/с) водозабора. Хорошо обтекаемая форма, малые входные скорости, что дает возможность забирать воду из сильно шугоносных рек.

Хорошо промывается, сложный в монтаже, дорогостоящий, труднодоступный, требует установки рыбозаградителей.

Сифонные водоводы применяют в водозаборах II и III категории надежности подачи воды при тяжелых геологических условиях (сложные берега из скальных или сильно водоносных грунтов) или при очень большой глубине берегового колодца.

Применение сифонных труб вместо самотечных позволяет уменьшить глубину их заложения, но заглубление берегового колодца в обоих случаях практически одинаково.

При включении сифона в работу из него вакуум-насосом удаляют воздух, в результате чего вода из водоема под действием атмосферного давления поднимается в сифон и заполняет его. Начинается движение воды по сифону из водоема в колодец вследствие разности уровней в них. Операция удаления воздуха и заполнения сифона водой называется зарядкой.

Самотечные и сифонные трубы подвержены заилению наносами. Для удаления наносов предусматривается периодическая промывка труб обратным током воды. Промывная вода подается по трубе от напорных водоводов насосной станции или от специальных установленных насосов и внутри колодца подводится к каждой самотечной или сифонной линии. При промывке одну из линий выключают из работы и весь расчетный расход пропускают по другой линии или по остальным (если количество линий больше двух). В процессе промывки водовода очищаются решетки во входных окнах. Для промывки самотечных и сифонных водоводов к береговому колодцу подводят воду от насосной станции. Труба для подвода промывной воды может быть уложена внутри или вне колодца. В колодце труба промывной воды присоединяется к водоводам с помощью задвижек.

Расстояние между линиями самотечных и сифонных водоводов от 0,7 м до 1,5 м. Водоводы заглубляют под дно реки не менее чем на 0,5 м на несудоходных реках и на 0,8-1,5 м – на судоходных для защиты от подмыва речным потоком, истирания песком и повреждения якорями судов и плотов.

Траншея с уложенными водоводами засыпается грунтом, который сверху укрепляется каменной наброской. Водоводы не должны иметь резких поворотов в горизонтальной и вертикальной плоскостях.

Самотечные водоводы могут быть уложены как горизонтально, так и с прямым или обратным уклоном, в зависимости от глубины реки. Уклон определяется как отношение разности отметок заложения самотечной трубы у входа из водоприемника и у входа в береговой колодец к длине трубы.

Сифонные водоводы укладывают с подъемом, равным 0,001 – 0,005, к высшей точке для сбора и удаления воздуха. Для автоматического постоянного отсоса воздуха из работающего сифона в нисходящую его ветвь последнюю выполняют в виде трубы Вентури. Воздухосборник соединяют трубкой с суженным сечением трубы Вентури, которая действует как насос.

Самотечные, сифонные и всасывающие трубы во всех грунтах, за исключением скальных, плавунных и болотистых, укладывают на естественное профилированное основание ненарушенной структуры. В скальных грунтах основание выравнивают слоем песка. В плавунных, болотистых, рыхлых и нарушенных грунтах под трубы устраивают искусственное основание. В нарушенных грунтах между колодцем и насосной станцией всасывающие трубы и трубы промывной воды часто укладывают в галерее.

В месте примыкания к береговому колодцу самотечные линии обычно требуется укладывать на большую глубину, поэтому применяют бестраншейную укладку труб методом прокола, продавливания или горизонтального бурения.

В береговой колодец водоводы вводят с помощью сальникового устройства. В стенках колодца предусматривают установку патрубков для ввода новых самотечных, сифонных, всасывающих и других труб.

1.3.2 Гидравлический расчет водозабора

Гидравлические расчеты выполняют для нормальных (одновременная работа всех секций водозабора, кроме резервных) и чрезвычайных условий работы (одна из секций выключена из работы, и весь расчетный расход воды или значительная его часть проходит через оставшиеся в работе секции).

Расчетный расход воды ($\text{м}^3/\text{с}$) в одной секции водозабора для нормальных условий работы Q_p и для чрезвычайных условий Q'_p определяется по формулам

$$Q_\partial = \frac{Q_A}{n}; \quad Q'_p = k \frac{Q_B}{n-1}; \quad (1.19)$$

где n – число секций водозабора;

k – коэффициент, учитывающий допускаемое снижение подачи воды в чрезвычайных условиях; $k = 1 \dots 0,7$; принимается в зависимости от заданной надежности подачи воды;

$$Q_p = \frac{0,277}{2} = 0,138 \text{ м}^3 / \text{с};$$

$$Q'_p = 0,7 \frac{0,277}{2} = 0,09 \text{ м}^3 / \text{с};$$

Площадь водоприемных отверстий (брутто) определяем по формуле

$$\Omega_{\text{брс}} = \frac{Q_p}{v_B} \cdot K_{cm} \cdot K_3; \quad (1.20)$$

где v_B – средняя скорость втекания воды в водоприемные отверстия, $\text{м}/\text{с}$;

k_{cm} – коэффициент, учитывающий стеснение площади водоприемного отверстия стержнями решетки;

k_3 – коэффициент, учитывающий засорение решетки, среднее значение коэффициента 1,25.

Допустимую скорость втекания воды v_B (без учета требований рыбозащиты) для средних и тяжелых условий забора воды принимают равной для русловых затопленных водоприемников 0,1-0,3 $\text{м}/\text{с}$.

k_{cm} определяют по формуле

$$K_{cm} = \frac{a + d}{a}; \quad (1.21)$$

где a – расстояние между стержнями решетки в свету, часто принимаемое равным 50мм;

d – толщина стержня, равная 10мм.

$$K_{cm} = \frac{50 + 10}{50} = 1,2;$$

$$\Omega_{\text{прс}} = \frac{0,09}{0,6} \cdot 1,2 \cdot 1,25 = 0,225 \text{ м}^2;$$

Количество сифонных водоводов принимается не менее двух. Водоводы обычно выполняются из стальных труб.

Диаметр водоводов назначается по скорости движения воды в них (0,7-1,2 м/с) и расходу при нормальном режиме работы водозабора:

$$D = \sqrt{\frac{Q_p}{0,785 \cdot v_m}} = \sqrt{\frac{0,138}{0,785 \cdot 1,09}} = 0,4 \text{ м} = 400 \text{ мм}; \quad (1.22)$$

Количество всасывающих линий на насосных станциях первой и второй категории, независимо от количества групп насосов, включая, пожарные, должно быть не менее двух. При установке крупных насосных агрегатов число всасывающих труб принимается равным числу насосов.

Диаметр всасывающих линий определяется по расчетному расходу при нормальном режиме работы водозабора и скорости движения воды в трубах 1,2 -2,0 м/с (большие скорости принимаются для коротких труб):

$$D = \sqrt{\frac{Q_p}{0,785 \cdot v_m}} = \sqrt{\frac{0,138}{0,785 \cdot 1,43}} = 0,35 \text{ м} = 350 \text{ мм}; \quad (1.23)$$

Диаметр стальных напорных водоводов при пропуске 70% воды (194л/с) равен 450мм.

1.4 Расчет насосных станций

Насосные станции 1-го подъема. Напор, который должны развивать насосы 1-го подъема, рассчитывают для конкретной схемы размещения насосной станции в системе водоснабжения. Если насосная станция 1-го подъема подает воду на очистные сооружения (рисунок 1.1), то требуемый напор, м, определяется по формуле

$$H = H_{\Gamma} + h_B + h_H + 1, \quad (1.24)$$

где $H_{\Gamma} = Z_{OC} - Z_{B3}$ – геометрическая высота подъема воды насосами;

Z_{OC} – максимальный уровень воды в смесителе (барабанных сетках, микрофильтрах) очистной станции;

Z_{B3} – минимальный уровень воды в береговом колодце водозабора, м;

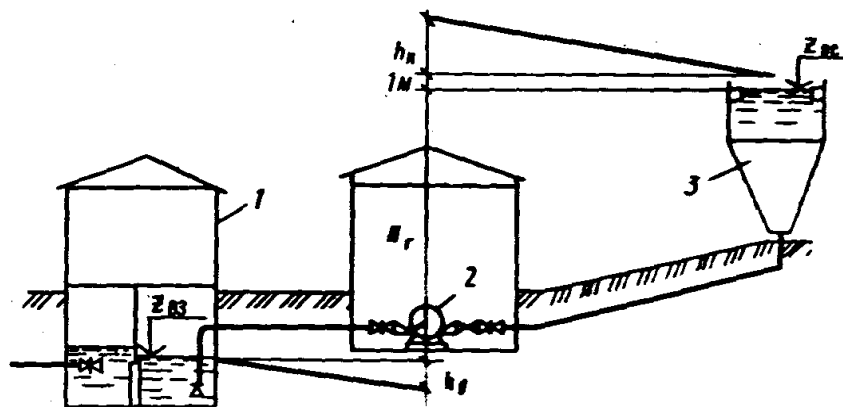
h_B – потери напора во всасывающих водоводах и коммуникациях насосной станции, м;

h_H – потери напора в наружных напорных водоводах и напорных коммуникациях внутри насосной станции, м;

1 – запас напора на излив воды из трубопроводов, м.

$$h_B = i \cdot l = 3,82 \cdot 7000 / 1000 = 2,7 \text{ м} : \quad (1.25)$$

$$H = (156 - 143) + 2,7 + 2 + 1 = 18,7 \text{ м}.$$



1 – береговой колодец; 2 – насос; 3 – смеситель очистной станции

Рисунок 1.1 – Расчетная схема определения напора насосной станции 1-го подъема

По расходу и найденному напору подбираем насос Vogel LS 400-400.

Расход электроэнергии 65 кВт;

Диаметр колеса D- 390;

$n = 975 \text{ мин}^{-1}$.

Принимаем 2 рабочих и 1 резервный насос.

Насосные станции 2-го подъема.

Полный напор, который должны развивать насосы 2-го подъема, зависит от положения водонапорной башни в системе водоснабжения. Если водонапорная башня расположена в начале сети, то полный напор насосов, м, для этого случая определяем по формуле

$$H = H_{\Gamma} + h_B + h_H = (Z_{\text{вб}} - Z_{\text{рчв}}) + H_{\text{вб}} + H_{\text{б}} + h_B + h_H; \quad (1.26)$$

где H_{Γ} – геометрическая высота подъема воды насосами;

Z_{BB} – отметка поверхности земли у водонапорной башни;

Z_{PQB} – отметка минимального уровня воды в резервуарах чистой воды при сохранении неприкосновенного противопожарного запаса воды, м;

H_{BB} – высота ствола водонапорной башни, м;

H_B – максимальная высота слоя воды в баке водонапорной башни, м;

h_B – потери напора во всасывающих водоводах и коммуникациях насосной станции при расходах, соответствующих подаче насосной станции в период максимального водоразбора, м;

h_H – потери напора в водоводах от насосной станции до водонапорной башни и в напорных коммуникациях внутри насосной станции при расходах, соответствующих подаче насоса в период максимального водоразбора, м.

$$\begin{aligned} h_B &= i \cdot l = 7,73 \cdot 7000 / 1000 = 5,4 \text{ м}, \\ H &= (166 - 147) + 10 + 2,5 + 5,4 + 11 = 47,9 \text{ м}. \end{aligned} \quad (1.27)$$

По расходу и найденному напору подбираем насос Vogel LS 300-500:

Расход электроэнергии 65 кВт:

$n = 975 \text{ мин}^{-1}$.

Принимаем 3 рабочих и 2 резервных насоса.

1.5 Расчет сооружений водоподготовки

Высотная схема очистной станции – это графическое изображение в профиле всех ее сооружений с взаимной увязкой высоты их расположения на местности. Такая схема позволяет установить зависимость между уровнями воды и основными отметками сооружений станции.

При компоновке очистных сооружений чрезвычайно важно:

- 1) компактно их разместить с обеспечением удобства эксплуатации;
- 2) создать условия самотечного движения воды на всем ее пути - от головного сооружения очистной станции до резервуара чистой воды.

Для самотечного движения воды в очистных сооружениях следует по возможности использовать рельеф местности. Это позволяет уменьшить заглубление сооружений и, следовательно, сократить объем земляных работ и удешевить устройство фундаментов. Тем самым достигается снижение строительной стоимости очистной станции.

Применение напорных схем целесообразно только на станциях небольшой производительности обычно для осветления воды в одну ступень на напорных фильтрах.

Очистные сооружения являются одним из основных элементов системы водоснабжения и тесно связаны с ее остальными элементами.

Вопрос о месте расположения очистной станции решается при выборе схемы водоснабжения объекта. Часто очистные сооружения располагают вблизи источников водоснабжения около НС – I.

Наиболее распространенными схемами в практике водоподготовки являются схемы очистных сооружений с самотечным движением воды. Решению компоновки очистных сооружений предшествует выбор схемы технологического процесса очистки воды, а также установление типа, числа и размеров отдельных сооружений. Очистные станции водоподготовки могут осуществляться по одноступенчатой или двухступенчатой схемам.

1.5.1 Определение производительности очистной станции

Водоочистные станции должны рассчитываться на равномерную работу в течение суток. Производительность очистной станции составляет:

$$Q_{O.C.} = \alpha \cdot Q_{МАКС.СУТ} + Q_{ДОП}, \quad (1.28)$$

где α - коэффициент для учета расхода воды на собственные нужды станции (при сбросе осадка из отстойников или при продувке осветлителей, при промывке скорых фильтров и т.д.) равный 1,06- 1,08;

$Q_{МАКС. СУТ}$ – расход воды для суток максимального водопотребления;

$$Q_{O.C.} = 1,06 \cdot 21771 + 864 = 23941 \text{ м}^3 / \text{сут},$$

1.5.2 Расчет устройств для приготовления и дозирования раствора реагентов

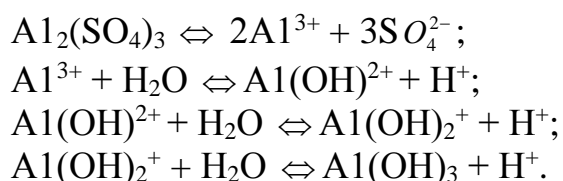
Для ускорения выпадения взвеси применяется коагулирование, осуществляемое путем добавки в обрабатываемую воду химических реагентов (коагулянтов), образующих хлопья, которые, оседая, увлекают за собой взвесь.

В качестве коагулянта обычно используют: сернокислый алюминий

$\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$, сернокислое железо $\text{Fe}_2(\text{SO}_4)_3$, железный купорос $\text{FeSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$ или хлорное железо FeCl_3 .

Действие сернокислого алюминия основывается на его гидролизе, заканчивающемся образованием геля гидроокиси алюминия $[\text{Al}_2(\text{OH})_3]$ и свободной углекислоты. При коагулировании сернокислым железом диссоциация солей железа приводит к образованию малорастворимой гидроокиси железа $\text{Fe}(\text{OH})_3$.

После введения в воду сернокислого алюминия происходят следующие реакции:

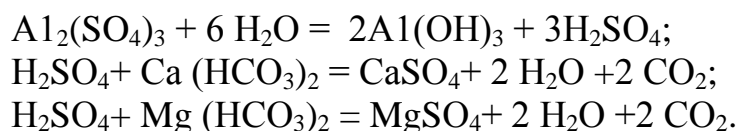


Образующаяся гидроокись алюминия $Al(OH)_3$ представляет собой коллоидное вещество, частицы которого имеют положительные заряды. Между тем коллоиды, содержащиеся в природной воде (гуминовые вещества, кремниевая кислота и др.), заряжены отрицательно. Это ведет к нейтрализации зарядов частиц обоих коллоидов, вызывающей их взаимную коагуляцию с образованием хлопьев. Аналогичное явление происходит и в случае применения $FeSO_4$. Образующийся коллоидный раствор гидроокиси железа.

$Fe(OH)_3$ коагулирует содержащиеся в воде отрицательно заряженные коллоиды. Ионы водорода, выделившиеся после гидролиза сернокислого алюминия, связываются с находящим в природной воде бикарбонатными ионами:



Благодаря этому кроме осветления воды достигается понижение ее карбонатной жесткости на 0,7 – 1 мг-экв/л с одновременным таким же повышением некарбонатной жесткости воды согласно реакциям:



При излишней щелочности переход гидроокиси в водную окись может задержаться. При недостаточной же щелочности реакция образования гидроокиси из сернокислого алюминия протекать не может. В этом случае нужно искусственно подщелачивать воду гашеной известью $Ca(OH)_2$ едким натром $NaOH$ или кальцинированной содой Na_2CO_3 добавляемыми в количестве:

$$D_{щ} = K \left(\frac{1}{e} D_K - Щ + 1 \right) \text{ мг / л} \quad (1.29)$$

где $D_{щ}$ – количество щелочи, добавляемой для подщелачивания воды, в мг/л
 e – эквивалентный вес коагулянт (безводного) в мг-экв/л, равный для $Al_2(SO_4)_3$ равен 57;

D_K - максимальная доза безводного сернокислого алюминия в мг/л;

$Щ$ - минимальная щелочность воды в мг-экв/л (для природных вод обычно равная карбонатной жесткости);

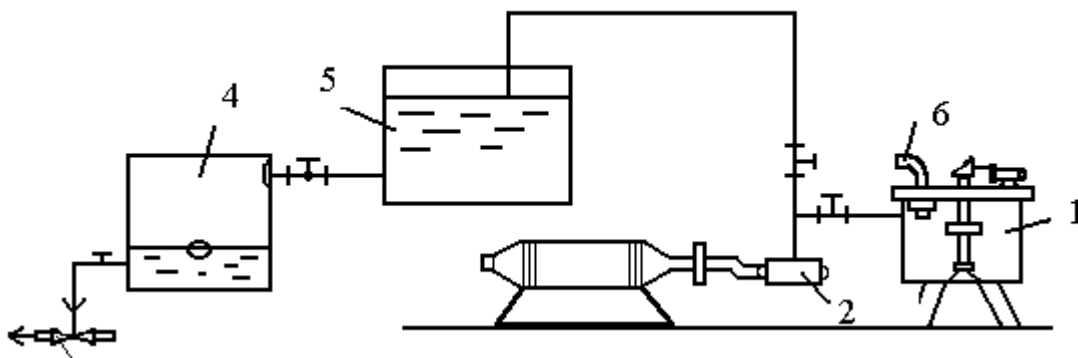
K - количество щелочи в мг/л, необходимое для подщелачивания воды на 1 мг-экв/л и равное для извести 28 мг/л.

Необходимые дозы реагента для подщелачивания воды гашеной извести:

$$D_{щ} = 28 \left(\frac{1}{57} 45 - 0,4 + 1 \right) = 38,9 \text{ мг / л}$$

1.5.3 Применение флокулянта для интенсификации процессов осветления и обесцвечивания воды

Процесс осветления (коагулирования и осаждения взвеси) можно интенсифицировать при помощи высокомолекулярных флокулянтов. Узел приготовления флокулянтак представлен на рисунке 1.1.



1 –бак с мешалкой на вертикальной оси; 2 – перекачивающий циркуляционный насос; 3 – эжектор; 4 – дозирующее устройство; 5 – бак раствора ; 6 – подача воды

Рисунок 1.1 – Узел приготовления флокулянта

При добавке флокулянта происходит ускорение слипания агрегативно неустойчивых твердых частиц. Интенсифицирующее действие полиакриламида вызвано адсорбцией его молекул на частицах взвеси и хлопьях Коагулянта, что ведет к их быстрейшему укрупнению и ускоряет осаждение.

Существуют два основных способа ввода флокулянта:

- 1) непосредственно перед фильтрами (или контактными осветлителями);
- 2) перед отстойниками или осветлителями со взвешенным осадком.

Флокулянт праестол – это органическое, высокомолекулярное, вспомогательное средство на основе полиактриламида, поставляется и транспортируется в мешках по 25кг на поддоне по 625кг или Big Bag 500кг. Полимеры типы праестол являются чувствительными к воздействию влаги, поэтому продукт должен храниться в сухой закрытой влагонепроницаемой таре.

Для практического применения наиболее удобно пользоваться 1%-ным раствором. Праестол растворяют в водопроводной воде с применением быстроходных мешалок

Рабочая емкость бака мешалки 1,2 м³ при общей его емкости 2 м³. Баки имеют квадратную форму в плане для уменьшения воронки, образующейся при вращении раствора.

Скорость вращения вала 1000 Об/мин. Вал имеет две лопасти размером 60 х 100 мм, монтируемых под углом 10° к вертикальной оси.

Внутренние и наружные поверхности бака, вал и лопасти мешалки покрываются нитроэмалью по глифталевому грунту (ГОСТ 4056 – 63).

Продолжительность растворения содержимого одной бочки (150 кг) 25 – 40 мин. Продолжительность цикла приготовления раствора, включая взвешивание, загрузку, размешивание и перекачку раствора в расходный бак, равна 2 ч.

Одна мешалка может обеспечить рабочим раствором очистную станцию производительностью:

$$Q_{o.c} = \frac{q_M \cdot 24 \cdot 1000}{D_{ПАА}}, \text{ м}^3 / \text{сут} \quad (1.30)$$

где q_M – производительность мешалки в кг/ч ПАА;

D_{ϕ} – доза флокулянта в мг/л.

$$Q_{o.c} = \frac{23941 \cdot 0,2}{24000} = 0,199 \text{ м}^3 / \text{сут}.$$

Праестол следует вводить в воду после коагулянта.

1.5.4 Определение размеров растворных и расходных баков коагулянта

Емкость растворного бака W_p определяют по формуле

$$W_p = \frac{Q_{\text{час}} \cdot n \cdot D_K}{10000 \cdot b_p \cdot \gamma}, \quad (1.31)$$

где $Q_{\text{час}}$ – расход воды в м³/ч;

D_K – максимальная доза коагулянта в пересчете на безводный продукт в г/м

b_p – концентрация раствора коагулянта в растворном баке, равным 5%;

γ – объемный вес раствора коагулянта в т/м³; принимается равным 1 т/м³;

n – время, на которое заготавливают раствор коагулянта, в ч.

Продолжительность полного цикла приготовления раствора коагулянта (загрузка, растворение, отстаивание, перекачка, очистка поддона) при температуре воды до 10°С составляет 10 – 12 ч.

Время, на которое заготавливают раствор коагулянта, принимают для станций производительностью 10000 м³/сутки и более $n = 10 – 12$ ч.

$$W_p = \frac{997,55 \cdot 10 \cdot 45}{10000 \cdot 10 \cdot 1} = 4,5 \text{ м}^3,$$

Количество баков такой емкости должно быть не менее двух. Принимаем два растворных бака емкостью по 1,5 х 2,1 м³ каждый, (при высоте слоя раствора 1,05 м).

Емкость расходного бака определяется по формуле

$$W = \frac{W_p \cdot b_p}{b}, \quad (1.32)$$

где b – концентрация раствора коагулянта в расходном баке в %; принимается равной 4 – 10% в пересчете на безводный продукт.

$$W = \frac{4,5 \cdot 10}{5} = 9 \text{ м}^3,$$

Принимаем два расходных бака емкостью по 6,4 м³ каждый (при высоте слоя раствора 1,05 м).

Кроме того, с учетом перспективного развития станции предусматривается установка одного резервного бака емкостью 6,4 м³ который может быть использован в качестве как расходного, так и растворного бака.

В нижней части бака рекомендуется устанавливать стенки с углом наклона 45 – 50° к горизонту. Внутренняя поверхность растворных и расходных баков должна быть защищена от коррозирующего действия раствора коагулянта при помощи кислотостойких материалов. Приготовленный в растворном баке раствор коагулянта с концентрацией 10 – 17% самотеком перепускается в расходные баки, где разбавляется до концентрации 4 – 10%.

Раствор коагулянта дозируется в обрабатываемую воду при помощи дозатора. Ввод раствора реагента производится в суженный участок напорного водовода, подающего воду на очистные сооружения.

1.5.5 Расчет воздуходувок и воздухопроводов

Для интенсификации процессов растворения коагулянта и перемешивания раствора в растворных и расходных баках предусматривается подача сжатого воздуха.

Интенсивность подачи воздуха принимается: для растворения коагулянта 8-10 л/сек на 1м², для его перемешивания при разбавлении до нужной концентрации в расходных баках 3-5 л/сек на 1м².

Произведем расчет воздуходувки и воздухопроводов при расчетном расходе воздуха:

а) для растворных баков (одновременно работают два бака) при их площади 3,2м²:

$$q'_{\text{возд}} = 3,2 \cdot 9 = 57,6 \text{ л/с.}$$

б) для расходного бака при его площади 6,4 м²:

$$q''_{\text{возд}} = 6,4 \cdot 3 = 19,2 \text{ л/с.}$$

Таким образом, общий потребный расход воздуха составит:

$$q_{\text{возд}} = 19,2 + 57,6 = 76,8 \text{ л/с} = 4,6 \text{ м}^3/\text{с.}$$

Устанавливаем две воздуховодки (одну рабочую и одну резервную) марки ВК-6 производительностью $W=6 \text{ м}^3/\text{мин}$, принимаем электродвигатель А-82/6 мощностью 22 кВт при скорости вращения $n=1450 \text{ об/мин}$.

Скорость движения воздуха в трубопроводе диаметром $d=80 \text{ мм} = 0,08 \text{ м}$ при давлении $p=1,5 \text{ кгс/см}^2$ определяем по формуле

$$v = \frac{W}{60 \cdot (\rho + 1) \cdot 0,785 \cdot d^2}, \quad (1.33)$$

где W – производительность воздуховодки в $\text{м}^3/\text{мин}$;

p – давление в воздухопроводе

d – диаметр воздухопровода, м.

$$v = \frac{6}{60 \cdot (1,5 + 1) \cdot 0,785 \cdot 0,08^2} = 7,96 < 15 \text{ м/сек},$$

Для определения потерь давления в воздухопроводе, удельный вес сухого воздуха $\gamma = 1,917 \text{ кг/м}^3$ при давлении $p = 1,5 \text{ кгс/см}^2$ и температуре 0°C . Вес воздуха, проходящего через трубопровод:

$$G = W \cdot 60 \cdot \gamma, \quad (1.34)$$

где G – вес воздуха, проходящего через трубопровод в течение 1 ч, кг/ч;

l – длина воздухопровода, м;

d – диаметр труб, мм;

γ – удельный вес сухого воздуха.

$$G = 6 \cdot 60 \cdot 1,917 = 690,12 \text{ кг/ч}$$

Потери давления воздуха, при длине воздухопровода 20 м:

$$p_1 = \frac{12,5 \cdot \beta \cdot G^2 \cdot l}{\gamma \cdot d^5}, \quad (1.35)$$

где β – коэффициент сопротивления;

$$p_1 = \frac{12,5 \cdot 1,092 \cdot 690,12^2 \cdot 20}{1,917 \cdot 80^5} = 0,02 \text{ кгс/см}^2 = 0,02 \text{ атм}$$

Потери пара в фасонных частях воздухопровода при наличии семи прямоугольных колен, для которых $\Sigma \zeta = 1,5 \cdot 7 = 10,5$, по формуле будут:

$$p_2 = 0,063 \cdot v^2 \cdot \Sigma \zeta, \quad (1.36)$$

$$p_2 = 0,063 \cdot 13,3^2 \cdot 10,5 = 117 \text{ мм вод. ст.} = 0,012 \text{ атм.}$$

Следовательно, $\Sigma p = 0,02 + 0,012 = 0,03 \text{ атм.}$

Произведем проверку соответствия принятой ранее мощности электродвигателя воздуходувки.

Так как $Q=W=6 \text{ м}^3/\text{мин} = 0,1 \text{ м}^3/\text{сек}$, $H=1,5 \text{ кгс/см}^2 = 15000 \text{ мм вод ст.}$, $\eta = 0,7$, то

$$N_K = \frac{Q \cdot H}{102 \cdot \eta} = \frac{0,1 \cdot 15000}{102 \cdot 0,7} = 21 \text{ кВт}, \quad (1.37)$$

Мощность электродвигателя должна быть:

$$N_{\Sigma} = 21 + 0,88 = 21,88 \text{ кВт}. \quad (1.38)$$

1.5.6 Расчет суженного участка подводящего трубопровода для ввода раствора реагента

Ввод раствора реагента производят в месте примыкания к смесителю двух линий водовода, подводящих исходную воду на очистную станцию. Заданный расчетный расход воды, приходящейся на одну нитку водовода, составляет:

$$Q_{\text{сут}} = 23941 \text{ м}^3/\text{сут} \text{ или } q_{\text{сек}} = 0,277 \text{ м}^3/\text{с}.$$

Принимаем диаметр водовода по скорости движения воды $v_1 = 1-1,2 \text{ м/сек}$, что отвечает данным СНиП.

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot q}{\pi \cdot V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,277}{3,14 \cdot 1,2}} = 0,59 \text{ м} \Rightarrow 600 \text{ мм}. \quad (1.39)$$

Диаметр суженного участка:

$$d = D / 2 = 600 / 2 = 300 \text{ мм}. \quad (1.40)$$

Динамическое давление воды в водоводе:

$$h_{\text{дин1}} = \frac{V_1^2}{2 \cdot g} = \frac{1,2^2}{2 \cdot 9,8} = 0,07 \text{ м}. \quad (1.41)$$

Динамическое давление воды в суженном участке:

$$h_{\text{дин2}} = \frac{V_2^2}{2 \cdot g} = \frac{3^2}{2 \cdot 9,8} = 0,46 \text{ м}. \quad (1.42)$$

Потери напора в суженном участке:

$$h_c = \frac{V_2^2 - V_1^2}{2 \cdot g} = \frac{3^2 - 1,2^2}{2 \cdot 9,8} = 0,39 \text{ м} \Rightarrow 0,4 \text{ м}. \quad (1.43)$$

Площадь поперечного сечения водовода:

$$f_1 = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 0,6^2}{4} = 0,283 \text{ м}^2. \quad (1.44)$$

Площадь поперечного сечения суженного участка:

$$f_2 = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 0,3^2}{4} = 0,0707 \text{ м}^2. \quad (1.45)$$

Отношение площадей сечений:

$$m_1 = \frac{f_1}{f_2} = \frac{0,283}{0,0707} = 4. \quad (1.46)$$

Разность отметок уровней воды в пьезометрах:

$$\sqrt{h} = \frac{q_{\text{сек}} \cdot \sqrt{m_1^2 - 1}}{\mu \cdot f_1 \cdot \sqrt{2 \cdot g}} = \frac{0,277 \cdot \sqrt{4^2 - 1}}{0,98 \cdot 0,283 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,8}} = 0,87 \text{ м} \Rightarrow h = 0,76 \text{ м} \quad (1.47)$$

1.5.7 Приготовление известкового молока

Известь характеризуется низкой растворимостью в воде, составляющей при температуре воды 20°C только 1,23 г/л. Вследствие этого приготовление раствора извести целесообразно лишь при расходе ее не более 0,25 т/сутки, так как иначе потребуются аппаратура очень больших размеров. Для приготовления насыщенного раствора извести применяют специальные сатураторы.

Известь доставляется в не гашеном виде и направляется в известегасилки.

После известегасилки концентрированное известковое молоко поступает в бак, где концентрация его снижается до величины не более 5%. Этот процесс должен сопровождаться непрерывным перемешиванием для поддержания частиц извести во взвешенном состоянии.

Емкость для приготовления известкового молока:

$$W_u = \frac{Q_u \cdot n \cdot D_u}{10000 \cdot b_u \cdot \gamma_u}, \text{ м}^3. \quad (1.48)$$

где $Q_{\text{час}}$ – расчетный расход воды в м³/ч;

n – время, на которое заготавливают известковое молоко; принимается равным 6 – 12 ч;

D_u – доза извести, необходимая для подщелачивания воды;

b_u – концентрация известкового молока (не более 5%);

γ_u – объемный вес известкового молока; принимается равным 1 т/м³.

$$W_u = \frac{997,55 \cdot 8 \cdot 38,9}{10000 \cdot 5 \cdot 1} = 6,2, \text{ м}^3.$$

Принимаем два бака прямоугольной формы с размерами: ширина 2,3м, длина 2,5м и высота 1,4м (при высоте слоя известкового молока 1,05м). Перемешивание извести с водой осуществляется сжатым воздухом.

1.5.8 Склады реагентов

Для хранения коагулянта и извести необходимо устройство склада, рассчитанного на 15-30 суточную наибольшую потребность в реагентах.

Склады должны примыкать к помещению, где установлены баки для приготовления раствора коагулянта и известкового молока.

Площадь склада коагулянта:

$$F_{\text{скл}}^{\kappa} = \frac{Q_{\text{сут}} \cdot D_{\kappa} \cdot T \cdot \alpha}{P_c^{\kappa} \cdot 1000 \cdot h_{\kappa} \cdot G_o^{\kappa}}, \text{ м}^2, \quad (1.49)$$

где $Q_{\text{сут}}$ – полная производительность очистной станции в м³/сут;

D_{κ} – расчетная доза коагулянта по максимальной потребности в г/м³;

T – продолжительность хранения коагулянта на складе в сутках;

α – коэффициент для учета дополнительной площади проходов на складе, равный 1,15;

p_c – содержание безводного продукта в коагулянте в %;

G_o – объемный вес коагулянта при загрузке склада навалом в т/м³;

h_{κ} – допустимая высота слоя коагулянта на складе в м.

$$F_{\text{скл}}^{\kappa} = \frac{23941 \cdot 45 \cdot 15 \cdot 1,15}{33,5 \cdot 1000 \cdot 2 \cdot 1,1} = 25,2, \text{ м}^2$$

Площадь склада извести:

$$F_{\text{скл}}^u = \frac{Q_{\text{сут}} \cdot D_u \cdot T \cdot \alpha}{P_c^u \cdot 1000 \cdot h_u \cdot G_o^u} = \frac{23941 \cdot 38,9 \cdot 15 \cdot 1,15}{50 \cdot 10000 \cdot 1,5 \cdot 1} = 21,4 \text{ м}^2. \quad (1.50)$$

1.5.9 Дозирование растворов реагентов

Аппараты для дозирования растворов реагентов подразделяются на два основных типа:

1) дозаторы постоянной дозы, устанавливаемые на водоочистных станциях с равномерным расходом воды;

2) дозаторы пропорциональной дозы, при помощи которых достигается автоматическое изменение дозы реагента при изменениях расхода обрабатываемой воды.

Оба типа дозаторов в зависимости от их конструктивного устройства могут быть напорными или безнапорными, т. е. приспособленными к дозированию реагентов либо в напорные трубопроводы, либо в безнапорные самотечные каналы.

Шайбовый дозатор, относится к напорным дозаторам пропорциональной дозы, приспособленным для дозирования легкорастворимых реагентов (очищенный сернокислый алюминий, сода, едкий натр).

Емкость дозатора определяем по формуле

$$W = 0,1 \cdot \frac{n \cdot q_u \cdot D_k}{B \cdot \gamma}, \quad (1.51)$$

где D_k – расчетная доза коагулянта по максимальной потребности в г/м³;

$q_{\text{час}}$ – расход воды в м³/ч;

$$W = 0,1 \cdot \frac{6 \cdot 997,55 \cdot 45}{8 \cdot 1,08} = 3117,3 \text{ л} = 3,117 \text{ м}^3,$$

Максимальная высота слоя раствора реагента в дозаторе:

$$H_1 = 2 \cdot d_0; \quad (1.52)$$

где d_0 – диаметр цилиндрического корпуса дозатора

$$W = \frac{\pi \left(\frac{H_1}{2} \right)^2}{4} H_1, \text{ м}^3 \quad (1.53)$$

$$\text{откуда } H_1 = \sqrt[3]{5,1 \cdot W} = \sqrt[3]{5,1 \cdot 3,117} = 2,5 \text{ м} \Rightarrow \quad (1.54)$$

Диаметр корпуса дозатора:

$$d_0 = \frac{H_1}{2} = \frac{2,5}{2} = 1,25 \text{ м} \quad (1.55)$$

Перепад давления, создаваемый дроссельной шайбой:

$$\Delta h = (\gamma - 1) \cdot \left(H + \frac{100 \cdot H_1}{K} \right) + 3 \cdot \Sigma h \cdot \zeta = (1,08 - 1) \cdot \left(5,5 + \frac{100 \cdot 2,5}{10} \right) + 3 \cdot 0,15 = 2,89 \text{ м.в.ст} \quad (1.56)$$

Диаметр шайбы:

$$d_{ш} = 4,27 \cdot \sqrt{\frac{Q_u}{\alpha \cdot \sqrt{\Delta h}}} = 4,27 \cdot \sqrt{\frac{997,55}{0,6 \cdot \sqrt{2,89}}} = 133,5 = 135 \text{ мм} \quad (1.57)$$

1.5.10 Вертикальный (вихревой) смеситель

Смесители служат для равномерного распределения реагентов в массе обрабатываемой воды, что способствует более благоприятному протеканию последующих реакций, происходящих затем в камерах хлопьеобразования.

Смешение осуществляется в течении 1-2 мин. Вертикальные смесители могут быть квадратные или круглые в плане, с пирамидальной или конической нижней частью. Обрабатываемая вода подается по трубе 1 в нижнюю часть со скоростью 1-1,2 м/с.

Вода проходит через смеситель и в верхней части перемешивается и поступает в сборный лоток. Из сборного лотка вода поступает в боковой карман. Боковой карман принимается конструктивно с тем, чтобы в нижней его части разместились труба 2 для отвода воды (рисунок 1.2). В вертикальных смесителях обеспечивается относительно полное растворение частиц извести, т.к. они некоторое время движутся во взвешенном состоянии в турбулентном восходящем потоке воды.

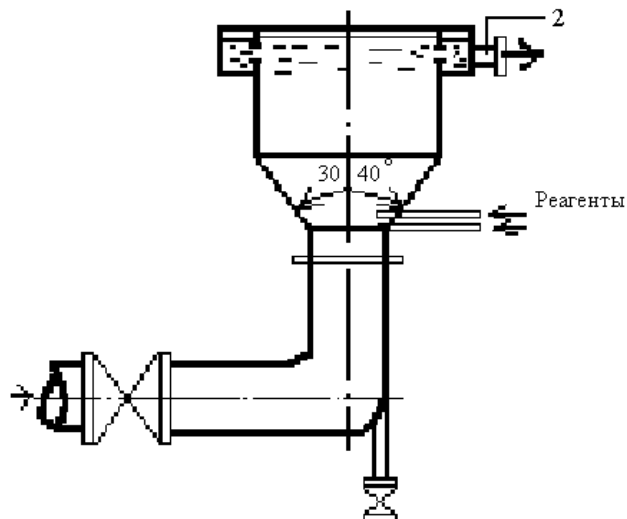


Рисунок 1.2 – Вертикальный (вихревой) смеситель

Смешение растворов с обрабатываемой водой производится в железобетонных смесителях вертикальной конструкции с пирамидальной нижней частью.

Смесители одновременно служат воздухоотделителями. Обрабатываемая вода по трубопроводам подводится вниз пирамидальной части смесителя, для создания турбулентного восходящего движения, способствующего хорошему перемешиванию воды с введенными в нее реагентами.

Расчетные расходы воды с учетом собственных нужд очистной станции будут:

- часовой

$$Q_{\text{час}} = \frac{Q_{\text{сут}} \cdot \gamma}{24} = \frac{23941 \cdot 1,08}{24} = 1077 \text{ м}^3 / \text{ч}, \quad (1.58)$$

- секунднй

$$q_c = 1077/3600 = 0,299 \text{ м}^3/\text{с} = 299 \text{ л/с}. \quad (1.59)$$

Площадь горизонтального сечения в верхней части смесителя:

$$f_{\text{с}} = \frac{Q}{V_{\text{с}}} = \frac{1077}{90} = 11,9 \text{ м}^2. \quad (1.60)$$

где $V_{\text{с}}$ – скорость восходящего движения воды, равная 90-100 м/ч.

Сторона квадратной верхней части смесителя:

$$B_{\text{с}} = \sqrt{f_{\text{с}}} = \sqrt{11,9} = 3,4 \text{ м}. \quad (1.61)$$

Так как внешний диаметр подводящего трубопровода равен: $D=377$ мм (ГОСТ 10704-63), то размер в плане нижней части смесителя в месте примыкания трубопровода $0,377 \times 0,377$ м, а площадь нижней части усеченной пирамиды составит:

$$f_{\text{н}} = D^2 = (0,377)^2 = 0,142 \text{ м}^2. \quad (1.62)$$

Величина центрального угла принимается $\alpha=40^\circ$.

Тогда высота нижней (пирамидальной) части смесителя:

$$h_{\text{н}} = 0,5 \cdot (B_{\text{с}} - B_{\text{н}}) \cdot \text{ctg} \frac{\alpha}{2} = 0,5 \cdot (3,4 - 0,377) \cdot \text{ctg} \frac{40}{2} = 4,15 \text{ м}. \quad (1.63)$$

Объем пирамидальной части смесителя:

$$W_{\text{н}} = \frac{1}{3} \cdot h_{\text{н}} \cdot (f_{\text{с}} + f_{\text{н}} + \sqrt{f_{\text{с}} \cdot f_{\text{н}}}) = \frac{1}{3} \cdot 4,15 \cdot (11,9 + 0,142 + \sqrt{11,9 \cdot 0,142}) = 18,4 \text{ м}^3. \quad (1.64)$$

Полный объем смесителя:

$$W = \frac{Q_{\text{ч}} \cdot t}{60} = \frac{1077 \cdot 1,5}{60} = 26,9 \text{ м}^3. \quad (1.65)$$

где t – продолжительность смешения реагента с массой воды, равная 1,5 мин.

Объем верхней части смесителя:

$$W_{\hat{a}} = W - W_{\text{г}} = 26,9 - 18,4 = 8,5 \text{ м}^3. \quad (1.66)$$

Высота верхней части смесителя:

$$h = \frac{W_{\hat{a}}}{f_{\hat{a}}} = \frac{8,5}{11,9} = 0,7 \text{ м} \quad (1.67)$$

Полная высота смесителя:

$$h_{\text{с}} = h_{\text{н}} + h_{\text{г}} = 4,15 + 0,7 = 4,85 \text{ м}. \quad (1.68)$$

Сбор воды производится в верхней части смесителя периферийным лотком через затопленные отверстия. Скорость движения воды в лотке $v_{\text{л}} = 0,6$ м/с.

Вода, протекающая по лоткам в направлении бокового кармана, разделяется на два параллельных потока. Поэтому расчетный расход каждого потока:

$$Q_{\text{л}} = Q_{\text{час}}/2 = 1077/2 = 538,5 \text{ м}^3/\text{ч}. \quad (1.69)$$

Площадь живого сечения сборного лотка:

$$w_{\text{л}} = \frac{Q_{\text{л}}}{v_{\text{л}} \cdot 3600} = \frac{538,5}{0,6 \cdot 3600} = 0,25 \text{ м}^2 \quad (1.70)$$

При ширине лотка $b_{\text{л}} = 0,27$ м расчетная высота слоя воды в лотке:

$$h_{\text{л}} = \frac{w_{\text{л}}}{b_{\text{л}}} = \frac{0,25}{0,27} = 0,9 \text{ м} \quad (1.71)$$

Уклон дна лотка принят $i = 0,02$.

Площадь всех затопленных отверстий в стенках сборного лотка:

$$F_0 = \frac{Q_{\text{час}}}{v_0 \cdot 3600} = \frac{1077}{1 \cdot 3600} = 0,299 \text{ м}^2 \quad (1.72)$$

где v_0 - скорость движения воды через отверстия лотка, равная 1 м/сек.

Отверстия приняты диаметром $d_0=80$ мм, т. е. площадью $f_0=\pi d^2/4=0,00503 \text{ м}^2$.

Общее потребное количество отверстий:

$$n_0 = F_0/f_0=0,299/0,00503=59. \quad (1.73)$$

Эти отверстия размещаются по боковой поверхности лотка на глубине $h_0=110$ мм от верхней кромки лотка до оси отверстия.

Внутренний периметр лотка:

$$p_l = 4 [B_{\text{с}} - 2 (b_l + 0,06)] = 4 [3,4 - 2(0,27 + 0,06)] = 10,96 \text{ м, или } 10960 \text{ мм} \quad (1.74)$$

Шаг оси отверстий:

$$l_0 = p_l : n_0 = 10960 : 59 = 185,7 \text{ мм} \quad (1.75)$$

Расстояния между отверстиями:

$$l_0 - d_0 = 186 - 80 = 106 \text{ мм.} \quad (1.76)$$

Из сборного лотка вода поступает в боковой карман.

1.5.11 Осветлители со слоем взвешенного осадка

Для предварительного осветления воды перед подачей ее на фильтры вместо отстойников широко используют осветлители со взвешенным слоем осадка. Этот метод осветления применим только при условии введения в воду коагулянта, т.е. при условии предварительной обработки воды. Поддержание требуемой высоты слоя осадка в большинстве осветлений достигается принудительным отсосом осадка. Так же наличие в воде, подаваемой на осветлитель пузырьков воздуха может нарушить нормативную работу временного осадка. Поэтому обычно предусматривают удаление воздуха из воды до ее поступления в осветлитель. В дипломном проекте рассчитывается прямоугольный осветлитель коридорного типа (рисунок 1.3).

Рабочая камера состоит из двух отделений, в нижнюю призматическую часть которых, по дырчатым трубам 1 подается осветляемая вода. Осветленная вода отводится по сборным желобам 2 в сборный лоток и далее по отводящей трубе. Осадок взвешенного слоя поступает в вертикальный осадкоуплотнитель 6 через осадкоприемные окна 3, прикрытые козырьками, препятствующие в окна осветленной воды. Для принудительного отсоса через окна осуществляется отбор воды из осадкоуплотнителя по дырчатым трубам 4. Уплотненный осадок выпускается по осадкоотводящим трубам 5.

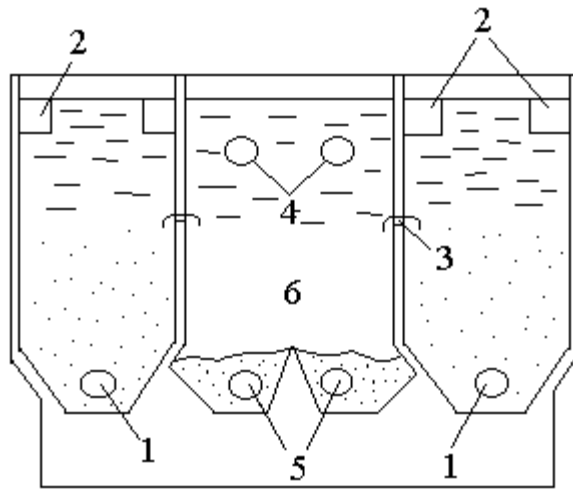


Рисунок 1.3 – Осветлитель со взвешенным слоем осадка с вертикальным осадкоуплотнителем

Максимальная концентрация взвешенных веществ поступающих в осветлитель, мг/л:

$$C = M + K \cdot D_k + 0,25 \cdot C + I \quad (1.77)$$

где M – мутность в исходной воде, $M = 240$ мг/л;

$K = 0,55$ – переводной коэффициент для очищенного сернокислого алюминия;

$D_k = 45$ – доза коагулянта, мг/л;

$C = 60$ град – цветность воды;

I – количество нерастворимых веществ, вводимых с известью для подщелачивания воды, мг/л:

$$I = 0,6 \cdot D_u = 0,6 \cdot 38,9 = 23,34 \text{ мг/л} \quad (1.78)$$

где $D_u = 38,9$ мг/л – доза извести;

$$C = 240 + 0,55 \cdot 45 + 0,25 \cdot 60 + 23,34 = 303,09 \text{ мг/л} . \quad (1.79)$$

Количество воды, теряемое при сбросе осадка, %:

$$q_{oc} = \frac{K_p \cdot (C - m)}{\delta_{cp}} \cdot 100\% = \frac{1,5 \cdot (303,09 - 10)}{40000} \cdot 100\% = 1,09\% \quad (1.80)$$

где $K_p = 1,2-1,5$ – коэффициент взвеси в воде после 3-12 ч;

δ_{cp} – концентрация взвешенных веществ, г/м³;

m – количество взвеси в воде, выходящей после обработки в осветлителе,

$m = 8 \div 12$ мг/л.

– Площадь зоны осветления, м²:

$$F_{3.o.} = \frac{K_{p.B} \cdot Q_p}{3,6 \cdot v_{3o}} = \frac{0,7 \cdot 997,55}{3,6 \cdot 0,7} = 277,09 \text{ м}^2; \quad (1.81)$$

где $K_{p.в}$ – коэффициент распределения воды 0,7
 $v_{з.о}$ – скорость в зоне осветления 0,7 м/с.

Площадь зоны отделения, м²:

$$F_{з.отд} = \frac{(1 - K_{p.в}) \cdot Q_p}{3,6 \cdot \alpha \cdot v_{з.о}} = \frac{(1 - 0,7) \cdot 997,55}{3,6 \cdot 0,9 \cdot 0,7} = 131,9 \text{ м}^2 \quad (1.82)$$

где $\alpha = 0,9$ – коэффициент снижения в зоне осветления осадка.

Общая площадь осветления, м²:

$$F_{осв} = F_{з.о} + F_{з.отд} = 277,09 + 131,9 = 408,99 \text{ м}^2 \quad (1.83)$$

Количество осветлителей:

$$N = F_{осв} / f = 408,99 / 150 = 3 \text{ шт}; \quad (1.84)$$

где $f = 100 \div 150 \text{ м}^2$ площадь осветлителя.

Площадь коридора осветлителя, м²:

$$f_{кор} = \frac{F_{з.о}}{N \cdot \Pi} = \frac{277,09}{3 \cdot 2} = 46,18 \text{ м}^2; \quad (1.85)$$

где $\Pi = 2$ – количество коридоров.

Площадь осадкоуплотнителя, м²:

$$f_{i.о} = \frac{F_{з.отд}}{N} = \frac{131,9}{3} = 43,97 \text{ м}^2 \quad (1.86)$$

где ширина коридора, м $B_k = 2,6 \text{ м}$.

Ширина осадкоуплотнителя, м:

$$B_{o.y} = f_{o.y} / l_{кор} = 43,97 / 17,76 = 2,5 \text{ м} \quad (1.87)$$

где $l_{кор}$ – длина коридора,

$$l_{кор} = f_{кор} / B_k = 46,18 / 2,6 = 17,76 \text{ м}. \quad (1.88)$$

1.5.12 Распределение воды

Распределительный дырчатый коллектор, м³/ч:

$$q_{\text{дд}} = \frac{Q}{N \cdot 2} = \frac{997,55}{3 \cdot 2} = 166,26 \text{ м}^3 / \text{ч} \quad (1.89)$$

– Диаметр коллектора, м:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot q_{\text{дд}}}{\pi \cdot v_{\text{дд}}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 166,26}{3,14 \cdot 0,5}} = 20,6 \text{ м} \quad (1.90)$$

где $v_{\text{кол}} = 0,5 \div 0,6$ м/с – скорость движения воды в коллекторе.

Площадь отверстий, см²:

$$\Sigma f_0 = q_{\text{кол}} / v_0 = 166,26 / 2 \cdot 3600 = 0,02 \text{ м}^2 = 200 \text{ см}^2 \quad (1.91)$$

где $v_0 = 1,5 \div 2$ м/с – скорость воды из отверстия.

Количество отверстий в коллекторе, шт:

$$n_0 = \Sigma f_0 / f_0 \quad (1.92)$$

где f_0 – площадь отверстий,

$$f_0 = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 0,02^2}{4} = 0,000314 \text{ м}^2; \quad (1.93)$$

$d = 10 \div 20$ мм – диаметр отверстия;

$n_0 = 200 / 3,14 = 64 \text{ шт.}$

Шаг отверстия, м:

$$l_0 = \frac{2 \cdot l_{\text{кор}}}{n_0} = \frac{2 \cdot 17,8}{64} = 0,6 \text{ м.} \quad (1.94)$$

1.5.13. Сбор осветленной воды

Сбор воды осуществляется водосборными желобами с затопленными отверстиями. Желоба размещаются в зоне освещения, в верхней части его, вдоль боковых стен коридоров.

Расход воды в водосборном желобе, м³/ч:

$$q_{\text{ж}} = \frac{K \cdot Q}{N \cdot 2 \cdot 2} = \frac{0,8 \cdot 997,55}{3 \cdot 2 \cdot 2} = 66,5 \text{ м}^3 / \text{ч} = 0,01 \text{ м}^3 / \text{с} \quad (1.95)$$

где $K = 0,8$ – коэффициент распределения воды.

Ширина желоба, м:

$$b_{ж} = 0,9 \cdot q_{ж}^{0,4} = 0,9 \cdot 0,01^{0,4} = 0,14 \text{ м} = 14 \text{ см} \quad (1.96)$$

– Глубина желоба в его начале, см:

$$h_{нач} = 7 + 1,5 \frac{b_{ж}}{2} = 7 + 1,5 \frac{14}{2} = 17,5 \text{ см} . \quad (1.97)$$

Глубина желоба в его конце, см:

$$h_{кон} = 7 + 2,5 \frac{b_{ж}}{2} = 7 + 2,5 \frac{14}{2} = 24,5 \text{ см}. \quad (1.98)$$

– Площадь отверстий в желобе, см²:

$$\Sigma f_{отв} = \frac{q_{ж}}{\mu \cdot \sqrt{2gh}} = \frac{0,01}{0,65 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,05}} = 0,020 \text{ м}^2 = 200 \text{ см}^2 . \quad (1.99)$$

где $\mu = 0,65$ – коэффициент расхода

$h = 0,05$ см – разность уровней воды в осветлителе и желобе.

Количество отверстий в желобе:

$$n = \Sigma f_{отв} / f_{отв} = 200 / 3,14 = 64 \text{ шт}. \quad (1.100)$$

Шаг оси отверстий, м:

$$l = l_{кор} / n = 17,8 / 64 = 0,3 \text{ м}. \quad (1.101)$$

1.5.14 Сбор осадка в осадкоуплотнитель

Расход воды, поступающей в осадкоуплотнитель с избыточным осадком, м³/ч

$$Q_{ок} = (1 - K)Q_p = (1 - 0,8) 997,55 = 199,51 \text{ м}^3/\text{ч}. \quad (1.102)$$

– Площадь осадкоприемных окон, м²

$$f_{ок} = Q_{ок} / v_{ок} = 199,51 / 54 = 3,6 \text{ м}^2 \quad (1.103)$$

где $v_{ок} = 36\text{-}54$ м/с.

– Длина окон, м

$$l_{ок} = f_{ок} / h_{ок} = 3,6 / 0,2 = 18 \text{ м}, \quad (1.104)$$

где $h_{ок} = 0,2 \text{ м}$ – высота окон.

1.5.15 Отвод воды из осадкоуплотнителя

– Расход воды через сборную дырчатую трубу, м³/ч:

$$Q_{сб} = \frac{(1 - K) \cdot Q_p - Q_{ос}}{2} = \frac{(1 - 0,8) \cdot 997,55 - 3,56}{2} = 97,98 \text{ м}^3/\text{ч} \quad (1.105)$$

где $Q_{ос}$ – потери воды при продувке осветлителя, м³/ч;

$$Q_{ос} = \frac{Q_p \cdot P_{ос}}{N \cdot 100} = \frac{997,55 \cdot 1,07}{3 \cdot 100} = 3,56 \text{ м}^3/\text{ч} \quad (1.106)$$

где $P_{ос}$ – количество воды теряемое при сбросе осадка, %
 N – количество осветлителей.

– Диаметр сборной трубы, м:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot q_{сб}}{n \cdot v_{сб}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,03}{3,14 \cdot 0,5}} = 0,28 \text{ м}. \quad (1.107)$$

– Площадь отверстий в сборной трубе, м²:

$$\Sigma f_0 = \frac{q_{сб}}{v_0} = \frac{97,9}{1,5} = 65,3 \text{ м}^2. \quad (1.108)$$

– Число отверстий:

$$n_0 = \frac{\Sigma f_0}{f_0}, \quad (1.109)$$

$d_0 = 15\text{-}20 \text{ мм}$ – диаметр отверстия;

$$f_0 = \frac{\pi \cdot d^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 2^2}{4} = 3,14 \text{ м}, \quad (1.110)$$

$$n_0 = \frac{65,3}{3,14} = 21 \text{ шт.}$$

Шаг отверстий, м

$$l_0 = \frac{l_{кор}}{n_0} = \frac{17,8}{21} = 0,85 \text{ м.} \quad (1.111)$$

Высота осветлителя, м:

$$H_{осв} = \frac{B_{кор} - 2 \cdot e_{жс}}{2 \cdot tg \frac{\alpha}{2}} = \frac{2,6 - 2 \cdot 0,14}{2 \cdot tg \frac{30}{2}} = 4,64 \text{ м,} \quad (1.112)$$

где $B_{кор}$ – ширина коридора осветлителя,
 $e_{жс}$ – ширина одного желоба.

Высота пирамидальной части осветлителя, м:

$$h_{нур} = \frac{l_{кор} - a}{2 \cdot tg \frac{\alpha}{2}} = \frac{2,6 - 0,4}{2 \cdot tg \frac{70}{2}} = 1,57 \text{ м,} \quad (1.113)$$

где $a = 0,4$ м ширина коридора понизу;
 $\alpha = 60^\circ - 90^\circ$ - наклон стенок к горизонту.

Высота зоны взвешенного осадка вдоль вертикальных стенок, м:

$$h'_{верт} = H_{осв} - h_{нур} - h_{защ} = 4,64 - 1,57 - 1,5 = 1,57 \text{ м.} \quad (1.114)$$

Общая высота зоны взвешенного осадка, м:

$$h_{з.в.о} = h'_{верт} + \frac{h_{нур}}{2} = 1,57 + \frac{1,57}{2} = 2,4 \text{ м.} \quad (1.115)$$

Объем осадкоуплотнителя, м³:

$$W = l_{кор} \left[e_{o.y} \cdot h'_{верт} + 2 \left(\frac{h_{нур} \cdot 0,5 \cdot e_{o.y}}{2} \right) \right] = 17,8 \left[2,5 \cdot 1,57 + 2 \cdot \left(\frac{1,57 \cdot 0,5 \cdot 2,5}{2} \right) \right] = 104,8 \text{ м}^3 \quad (1.116)$$

где $e_{o.y}$ – ширина осадкоуплотнителя, м.

Количество осадка, поступающего в осадкоуплотнитель:

$$Q_{oc} = C \cdot Q_p = 0,296 \cdot 997,55 = 295,27 \text{ кг/ч} \quad (1.117)$$

где C – максимальная концентрация взвешенных веществ.

Продолжительность пребывания осадка в осадкоуплотнителе, ч:

$$T = \frac{W \cdot \delta_{cp}}{Q_{oc}} = \frac{104,8 \cdot 40}{295,27} = 14,2 \text{ ч.} \quad (1.118)$$

1.5.16 Отвод осадка из осадкоуплотнителя

Расход через осадкосборную трубу, м³/ч:

$$Q_{in} = \frac{W}{2 \cdot t} = \frac{104,8}{2 \cdot 0,25} = 209,6 \text{ м}^3 / \text{ч} = 0,06 \text{ м}^3 / \text{с} \quad (1.119)$$

где $t = 0,3 \text{ с}$ – время отведения осадка.

Диаметр трубы, м:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{in}}{\pi \cdot v}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,06}{3,14 \cdot 1,15}} = 0,20 \text{ м} = 200 \text{ мм} \quad (1.120)$$

где $v \geq 1 \text{ м/с}$ – скорость движения воды в конце трубы.

Принимаем $d = 200 \text{ мм}$.

Площадь отверстия в трубе, м²:

$$\Sigma f_0 = \frac{Q_{oc}}{v_0} = \frac{0,06}{3} = 0,02 \text{ м}^2 = 20 \text{ см}^2 \quad (1.121)$$

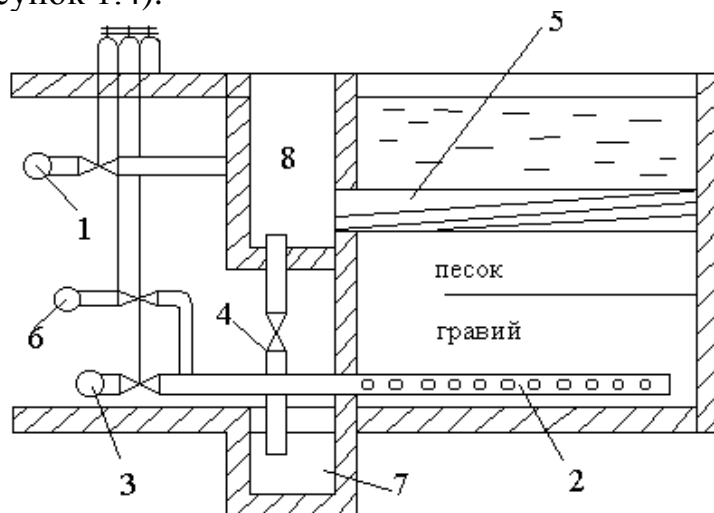
где $v_0 = 3 \text{ м/с}$ – скорость воды в отверстиях труб.

$$\text{Число отверстий: } n_0 = \frac{\Sigma f_0}{f_0} = \frac{20}{3,14} = 6,38 \quad (1.122)$$

$$\text{Шаг отверстий, м: } l_0 = \frac{l_{кор}}{n_0} = \frac{17,8}{6} = 2,9 \text{ м.} \quad (1.123)$$

1.5.17 Скорый фильтр с зернистой загрузкой

Фильтрацию применяют для осветления воды, т.е. задержания находящихся в воде взвешенных веществ. Фильтрация осуществляется путем пропуска воды через слой фильтрующего материала, представляющего собой пористую среду (рисунок 1.4).



1 – подача фильтрующей воды; 2 – распределительная трубчатая система; 3 – отвод фильтровальной воды; 4 – выпуск промывной воды; 5 – желоба для распределения фильтрующей воды и отвода промывной воды; 6 – подача промывной воды; 7 – отводящий канал; 8 – боковой карман

Рисунок 1.4 – Скорый фильтр с зернистой загрузкой

Фильтр представляет собой резервуар, в нижней части которого расположено дренажное устройство, на которое укладывают слой поддерживающего материала и затем слой фильтрующей загрузки. В дипломном проекте рассчитываем скорый фильтр с зернистой загрузкой.

Скорые фильтры используют для осветления мутных и цветных вод после коагулирования (и отстаивания), при реагентном умягчения. При скором фильтровании происходит быстрое загрязнение фильтра, требующее его очистки. Очистку фильтра производят путем промывки фильтрующей загрузки обратным током воды (чистой), подаваемой снизу через дренаж и проходящий через слой гравия и песка.

При фильтрации вода поступает на фильтр через карман 8 и желоб 5, проходит через слои песка и гравия и отводится с помощью распределительной системы 2. При промывке фильтр включается, промывная вода подается снизу через распределительную систему и проходит слои гравия и песка в обратном направлении. Промывка длится 5-7 минут с интенсивностью 12-18 л/с в зависимости от фракции загрузки. Количество фильтров на станции должно быть не менее четырех. Скорые фильтры рассчитываются на работу в нормальном и форсированных режимах.

Суммарная площадь фильтров:

$$F = \frac{Q_{\text{н\ddot{o}\ddot{o}}}}{T \cdot V_{\text{д.ф.}} - 3,6 \cdot n \cdot \omega \cdot t_1 - n \cdot t_2 \cdot V_{\text{д.ф.}}} = \frac{23941}{24 \cdot 6 - 3,6 \cdot 14 \cdot 0,1 - 2 \cdot 0,33 \cdot 6} = 177,3 \text{ м}^2. \quad (1.124)$$

где T – продолжительность работы станции в течении суток, час;

$V_{p.n}$ – расчетная скорость фильтрования при нормальном режиме эксплуатации, равная 6,0 м/час;

n – количество промывок каждого фильтра за сутки, равно 2;

ω – интенсивность промывки, равна 14 м/с · м²;

t_1 – продолжительность промывки, равная 0,1 ч;

t_2 – время простоя фильтра в связи с промывкой, равное 0,33 ч.

По типовому проекту принимаем 6 фильтров площадью $F=30\text{м}^2$
Размеры фильтра 5 x 6.

1.5.18 Распределительная система фильтра

Количество промывной воды:

$$q_{\text{ид}} = f \cdot \omega = 27 \cdot 14 = 378 \text{ л/с}. \quad (1.125)$$

Диаметр коллектора:

$$d_{\text{д.ф.}} = \sqrt{\frac{4 \cdot q_{\text{ид}}}{\pi \cdot V_{\text{д.ф.}}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,378}{3,14 \cdot 2}} = 0,49 \text{ м} \Rightarrow 500 \text{ мм} \quad (1.126)$$

Площадь фильтра на каждое ответвление распределительной системы:

$$f_{\text{отв}} = (L - D_{\text{кол}}) \cdot m = (6 - 0,5) \cdot 0,27 = 1,485 \text{ м}^2. \quad (1.127)$$

Расход воды через ответвления:

$$q_{\text{отв}} = f_{\text{отв}} \cdot \omega = 1,485 \cdot 14 = 20,8 \text{ л/с} = 0,208. \quad (1.128)$$

Диаметр ответвлений:

$$d_{\text{отв}} = \sqrt{\frac{4 \cdot q_{\text{отв}}}{\pi \cdot V_{\text{отв}}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,0208}{3,14 \cdot 2}} = 0,115 \text{ м} \quad (1.129)$$

Суммарная площадь отверстий:

$$\sum f_o = \alpha \cdot f_\phi = \frac{0,25 \cdot 27}{100} = 0,0675 = 675 \text{ мм}^2. \quad (1.130)$$

Количество отверстий в фильтре:

$$n = \frac{b}{m} = \frac{1,5}{0,27} = 5,56 \approx 6 \text{ шт.} \quad (1.131)$$

Число отверстий фильтра:

$$\sum n_o = \frac{\sum f_o}{f_o} = \frac{0,0675}{0,00113} = 59,7 \approx 60 \text{ шт.} \quad (1.132)$$

Длина ответвления:

$$l_{отв} = 6 - 0,5 = 5,5 \text{ м.} \quad (1.133)$$

Шаг оси отверстий:

$$l_o = \frac{l_{отв}}{n_o} = \frac{5,5}{10} = 0,55 \text{ м.} \quad (1.134)$$

1.5.19 Отвод воды при промывке фильтра

Ширина желоба:

$$B = K \cdot \sqrt[5]{\frac{q_{ж}^2}{(1,57 + a)^3}} = 2,1 \cdot \sqrt[5]{\frac{0,01^2}{(1,57 + 1,5)^3}} = 0,43 \text{ м.} \quad (1.135)$$

Расход воды на один желоб:

$$q_{ж} = \frac{q_{np}}{П_{ж}} = \frac{378}{3} = 126 \text{ л/с} = 0,1 \text{ м}^3 / \text{с.} \quad (1.136)$$

Высота кромки желоба над поверхностью загрузки:

$$\Delta h = \frac{H_\phi \cdot l}{100} \cdot 0,3 = \frac{1,2 \cdot 30}{100} \cdot 0,3 = 0,66 \text{ м.} \quad (1.137)$$

Расчет воды на промывку:

$$P = \frac{\omega \cdot f \cdot t_1 \cdot 60 \cdot N}{Q_u \cdot T_p \cdot 1000} \cdot 100\% = \frac{14 \cdot 27 \cdot 6 \cdot 60 \cdot 7}{997,55 \cdot 9,4 \cdot 1000} \cdot 100\% = 10\%. \quad (1.138)$$

Время работы фильтра между промывками частей:

$$T_p = T_o - (t_1 + t_2 + t_3) = 10 - (0,33 + 0,1 + 0,17) = 9,4 \text{ часа}. \quad (1.139)$$

Расстояние от дна желоба до дна сборного канала:

$$H_{\text{кан}} = 1,73 \cdot \sqrt[3]{\frac{q_{\text{кан}}^2}{g \cdot b_{\text{кан}}^2}} + 0,2 = 1,73 \cdot \sqrt[3]{\frac{(0,378)^2}{9,81 \cdot (0,7)^2}} + 0,2 = 0,7 \text{ м}. \quad (1.140)$$

Площадь сечения:

$$f_{\text{кан}} = b_{\text{кан}} \cdot H_{\text{кан}} = 0,7 \cdot 0,7 = 0,49 \text{ м}^2. \quad (1.141)$$

Скорость движения воды в канале:

$$V_{\text{кан}} = \frac{q_{\text{кан}}}{f_{\text{кан}}} = \frac{0,378}{0,49} = 0,77 \text{ м/с}. \quad 1.(142)$$

1.5.20 Потери напора при промывке фильтра

Потери напора в распределительной системе фильтра:

$$h_{p.c.} = \left(\frac{2,2}{\alpha^2} + 1 \right) \cdot \frac{V_{\text{кол}}^2}{2 \cdot g} + \frac{V_{p.m.}^2}{2 \cdot g} = \left(\frac{2,2}{0,33^2} + 1 \right) \cdot \frac{1,2^2}{2 \cdot 9,81} + \frac{1,7^2}{2 \cdot 9,81} = 1,7 \text{ м}. \quad 1.(143)$$

$$\alpha = \frac{\sum f_{\text{отв}}}{f_{\text{кол}}} = \frac{0,01}{0,03} = 0,33. \quad (1.144)$$

$$f_{\text{кол}} = \frac{3,14 \cdot 0,2^2}{4} = 0,03. \quad (1.145)$$

Потери напора в фильтрующем слое:

$$h_{\phi} = (a + b \cdot \omega) \cdot H_{\phi} = (0,6 + 0,017 \cdot 12,5) \cdot 0,7 = 0,6 \text{ м}. \quad (1.146)$$

Потери напора в поддерживающих слоях:

$$h_{n.c.} = 0,22 \cdot 0,5 = 0,11 \text{ м.} \quad (1.147)$$

Потери напора в подводящем трубопроводе:

$$h_{n.m.} = i \cdot l = 0,008 \cdot 100 = 0,8 \text{ м.} \quad (1.148)$$

Потери напора в трубопроводах:

$$h_{o.в.} = \frac{V^2}{2 \cdot g} = \frac{2,7^2}{2 \cdot 9,8} = 0,372 \text{ м.} \quad (1.149)$$

Потери напора в местных сопротивлениях:

$$h_{м.с.} = \sum \xi \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g} = 2,66 \cdot \frac{1,8^2}{2 \cdot 9,8} = 0,44 \text{ м.} \quad (1.150)$$

$$\sum \xi = \xi_1 + \xi_2 + \xi_3 + \xi_4 = 0,984 + 0,26 + 0,5 + 0,92 = 2,664 \quad (1.151)$$

Сумма потерь напора:

$$\sum h = h_{p.c.} + h_{\phi} + h_{n.c.} + h_{n.m.} + h_{o.в.} + h_{м.с.} = 1,99 + 0,57 + 0,14 + 0,82 + 0,37 + 0,44 = 4,33 \text{ м.} \quad (1.152)$$

Геометрическая высота подъема воды от дна резервуара чистой воды до желоба:

$$h_z = \Delta h_{жс} + H_{\phi} + 4,5 = 0,7 + 2,1 + 4,5 = 6,4 \text{ м.} \quad (1.153)$$

Напор насоса:

$$H = h_z + \sum h + h_{з.н.} = 6,4 + 4,3 + 1,5 = 12,2 \text{ м.} \quad (1.154)$$

Выбираем насос:

Марка насоса 2х-6к-1

Подача 12-29 м³/ч

Число об/мин – 2900

Полный напор – 25-35 м.вод. ст.

Мощность двигателя – 5,5-7 кВт

Масса насоса – 123 кг

1.5.21 Озонирование воды

Свойства озона. Озон обладает свойством быстро разлагаться в воздухе и, особенно, в воде. Растворимость озона в воде находится под заметным влиянием величины рН и количества веществ, растворенных в воде; небольшое содержание кислот, а нейтральных солей усиливает растворимость озона, а наличие щелочей снижает ее.

Вследствие высокого окислительного потенциала бактерицидное действие озона, введенного в воду, сильнее, чем у других химических агентов. Поэтому озон вполне обеспечивает обеззараживание воды от бактерий, если вода предварительно осветлена или если мутность природной воды ниже 3 мг/л. Это условие не является характерной чертой озонирования, так как предварительная очистка мутных вод обязательна при любых методах обеззараживания (при хлорировании, бактерицидном облучении и т. д.).

Следует отметить различия в действии озона на бактерии, содержащиеся в воде, по сравнению с действием хлора. С повышением интенсивности хлорирования постепенно увеличивается число отмирающих бактерий. Между тем озонирование вызывает внезапное резкое и полное бактерицидное действие, соответствующее определенной критической дозе озона.

Озон действует не только на окислительно-восстановительную систему бактерий, но и непосредственно на протоплазму, тогда как хлор — только на ферменты микробной клетки. Поэтому озон значительно активнее хлора по отношению к вирусам. Озон действует в 15-30 раз быстрее хлора. Запахи и привкусы воды хорошо устраняются при озонировании.

Озонирование представляет собой единственный современный метод обработки воды, который универсален, так как проявляет свое действие одновременно в бактериологическом, физическом и органолептическом отношении. С химической точки зрения минеральные вещества, растворенные в воде и определяющие ее качественный состав, после озонирования не изменяются.

1.5.22 Расчет озонирующей установки

Дозы озона: максимальная $q_{O_3}^{max} = 5 \text{ г/м}^3$

Максимальный расчетный расход озона:

$$Q_{O_3} = \frac{Q_{сут} \cdot q_{O_3}^{max}}{1000} = \frac{23941 \cdot 5}{1000} = 119,7 \text{ кг/сут} = 4,9 \text{ кг/ч} \quad (1.155)$$

Подбираем озонатор

Тип озонатора ОПТ–315

Номинальная производительность по озону – 6кг/ч

Концентрация озона в озоновоздушной смеси –12–14%

Средний расход воздуха – 300м³/ч

Расход охлаждающей воды – 30м³/ч

Напряжение на электродах – 18кВ

Завод изготовитель «Курганхиммаш»

Принят озонатор трубчатой конструкции производительностью G_{оз}=6000г/ч

Принимаем два рабочих и один резервный озонатор.

Продолжительность контакта воды с озоном t=6 мин.

1.5.23 Компоновка и расчет блока озонаторов

Активная мощность разряда озонатора U является функцией напряжения и частоты тока и может быть определена по формуле проф. Ю. В. Филиппова

$$U = \frac{2}{\pi} \cdot u_p \cdot \omega [C_{\varepsilon} (u_a - u_p) - C_{\Pi} \cdot u_p] \text{ вт} \quad (1.156)$$

где u_p – напряжение в разрядном промежутке в в;

ω – круговая частота тока в гц;

C_{ε} и C_{Π} – электрическая емкость соответственно электродов в разрядного промежутка в ф;

u_a – рабочее напряжение, подводимое к озонатору, в В.

Производительность озонатора увеличивается с повышением частоты тока ω , но вместе с тем возрастает расход электроэнергии трансформатором и преобразователем частоты.

Значения C_{ε} и C_{Π} определяются по обычным формулам для расчета емкости плоского конденсатора; их величины весьма невелики и выражаются в микрофарадах.

Для данных условий принимаем: $u_a = 20000$ в; $\omega = 50$ гц; $C_{\varepsilon} = 26,1$ мкф и $C_{\Pi} = 0,4$ мкф.

Величина потенциала разряда через разрядный промежуток составляет 2000в на каждый его линейный миллиметр. Так как в озонаторе принятого трубчатого типа ширина разрядного промежутка составляет 2,5мм, то потенциал разряда будет $u_p = 5000$ в.

Тогда активная мощность разряда озонатора по формуле

$$U = \frac{2}{3,14} \cdot 5000 \cdot 50 [26,1 \cdot 10^{-6} (20000 - 5000) - 0,4 \cdot 10^{-6} \cdot 5000] = 62, \text{ кВт}$$

Основной деталью рассматриваемого озонатора являются стеклянные диэлектрические трубки, заплавленные с одного конца и имеющие на внутренней поверхности графитовые покрытия. В стальные трубки внутренним диаметром $d_1 = 92$ мм вставлены стеклянные трубки наружным диаметром

$d_2=87$ мм. Концентрический зазор между трубками шириной 2,5мм служит разрядным промежутком.

Площадь поперечного сечения кольцевого разрядного промежутка:

$$f_p = \frac{\pi}{4}(d_1^2 - d_2^2) = 0,785(0,092^2 - 0,087^2) = 0,0007 \text{ м}^2 \quad (1.157)$$

Скорость прохода сухого воздуха через кольцевой разрядный промежуток в целях наибольшей экономии расхода электроэнергии рекомендуется в пределах $v_B=0,15-0,2$ м/сек.

Тогда расход сухого воздуха через одну трубку озонатора:

$$q_e = f_p \cdot v_e \cdot 3600 = 0,0007 \cdot 0,2 \cdot 3600 = 0,5 \text{ м}^3 / \text{ч} \quad (1.158)$$

Поскольку заданная производительность одного озонатора $G_{oz}=5$ кг/ч, то при коэффициенте весовой концентрации озона $K_{oz}=20\text{г/м}^3$ количество сухого воздуха, необходимого для электросинтеза, составляет:

$$Q_{oz} = \frac{G_{oz}}{K_{oz}} = \frac{5 \cdot 1000}{20} = 250 \text{ м}^3 / \text{ч} \quad (1.159)$$

Следовательно, количество стеклянных диэлектрических трубок в одном озонаторе должно быть: $n=Q_B: q_B= 250: 0,5 = 500$ шт.

Стеклянные трубки длиной по 1,6 м размещены концентрично в 275 стальных трубках, проходящих через весь цилиндрический корпус озонатора с обоих его концов. Тогда длина корпуса озонатора будет $l= 3,6$ м.

Производительность каждой трубки по озону:

$$q_{oz.} = G_{oz.} : n_{тр.} = 5000 : 500 = 10 \text{ г/ч.} \quad (1.160)$$

Энергетический выход озона:

$$\mathcal{E}_{oz} = G_{oz} : U = 5 : 62 = 0,08 \text{ кДж/кВтч.} \quad (1.161)$$

Суммарная площадь поперечных сечений 275 трубок $d_1=0,092$ м составляет

$$\Sigma f_{тр} = 250 \cdot 0,785 \cdot 0,092^2 = 1,66 \text{ м}^2. \quad (1.162)$$

Площадь поперечного сечения цилиндрического корпуса озонатора должна быть больше на 35%, т. е. $F_k = 1,35 \Sigma f_{тр} = 1,35 \cdot 1,66 = 2,24 \text{ м}^2$

Отсюда внутренний диаметр корпуса озонатора будет:

$$D = 2\sqrt{\frac{F_k}{\pi}} = 2\sqrt{\frac{2,24}{3,14}} = 1,7 \text{ м} \quad (1.163)$$

Необходимо иметь в виду, что 85—90% электроэнергии потребляемой для производства озона, затрачивается на тепловыделение. В связи с этим надо обеспечить охлаждение электродов озонатора. Расход воды для охлаждения составляет 35 л/ч на одну трубку или суммарно:

$$Q_{охл} = 500 \cdot 35 = 17500 \text{ л/ч или } 4,86 \text{ л/сек.}$$

Средняя скорость движения охлаждающей воды составит:

$$v_{охл} = \frac{Q_{охл}}{F_k - \sum f_{TP}} = \frac{17,5}{2,24 - 1,66} = 30 \text{ м/ч, или } 8,3 \text{ мм/сек} \quad (1.164)$$

Температура охлаждающей воды $t=10^\circ\text{C}$.

Для электролиза озона нужно подавать $275 \text{ м}^3/\text{ч}$ сухого воздуха на один озонатор принятой производительности.

Общий расход охлаждаемого воздуха:

$$V_{о.в.} = 2 \cdot 250 + 360 = 860 \text{ м}^3/\text{ч, или } 14,3 \text{ м}^3/\text{мин.} \quad (1.165)$$

Для подачи воздуха принимаем водокольцевые воздуходувки ВК-12 производительностью $10 \text{ м}^3/\text{мин}$. Тогда необходимо установить 14,3: $10=1,43$ 1 рабочую воздуходувку и одну резервную с электродвигателями А-82-6 мощностью 22 кВт каждая. На всасывающем трубопроводе каждой воздуходувки устанавливают висциновый фильтр производительностью до $50 \text{ м}^3/\text{мин}$, что удовлетворяет расчетным условиям.

Первая степень осушки воздуха

Первая ступень осушки воздуха осуществляется при помощи фреонового холодильного агрегата. Атмосферный воздух охлаждается с 26 до 6°C вследствие испарения фреона-12 (при температуре -15°C).

Количество холода, необходимого для охлаждения воздуха:

$$Q_{о.в.} = V_{о.в.} \cdot \gamma \cdot c \cdot \Delta t = 560 \cdot 1,293 \cdot 0,241 \cdot 20 = 3490 \text{ ккал / ч} \quad (1.166)$$

где $V_{о.в.}$ – количество охлаждаемого воздуха в $\text{м}^3/\text{ч}$;
 c – теплоемкость воды, равная $0,241 \text{ ккал/кг}^\circ\text{град}$;
 Δt – перепад температуры, принимаемый обычно 20° ;
 γ – вес 1 м^3 воздуха, равный $1,293 \text{ кг}$.

Объем воздуха V в общем виде вычисляют по формуле

$$V = \frac{V_{o.в.} \cdot T \cdot P_{ам}}{T_0 \cdot P_{раб}} = \frac{V_{o.в.} \cdot (T_0 + t) \cdot P_{ам}}{T_o \cdot P_{раб}} \quad (1.167)$$

Тогда при рабочих параметрах воздуха, поступающего в теплообменник с $t_1=26^\circ\text{C}$ и $P_{раб}=2$ атм и выходящего из него с $t_2=6^\circ\text{C}$ и $P_{раб}=2$ атм, по формуле

$$V_1 = \frac{500 \cdot (273 + 26) \cdot 1,033}{273 \cdot 2} = 316,8 \text{ м}^3 / \text{ч}$$

$$V_2 = \frac{560 \cdot (273 + 6) \cdot 1,033}{273 \cdot 2} = 295,6 \text{ м}^3 / \text{ч}$$

Количество влаги в воздухе q в общем, виде определяют по формуле

$$q = a \cdot V, \quad (1.168)$$

где a – влагосодержание в воздухе при данной температуре в $\text{кг}/\text{м}^3$

При $t_1=26^\circ\text{C}$ величина $a_1=0,02686 \text{ кг}/\text{м}^3$, а при $t_2=6^\circ\text{C}$ $a_2= 0,007474 \text{ кг}/\text{м}^3$.

Тогда $q_1 = 0,02686 \cdot 316,8 = 8,5 \text{ кг} / \text{ч}$

$$q_2 = 0,007474 \cdot 295,6 = 2,2 \text{ кг} / \text{ч}$$

Количество влаги, выделяющейся в аппарате холодильников установки, $\text{кг}/\text{ч}$

$$q_{ан} = q_1 - q_2 = 8,5 - 2,2 = 6,3 \text{ кг} / \text{ч}. \quad (1.169)$$

Количество холода, необходимого для охлаждения паров влаги в аппарате, считая от средней температуры $t_{ср} = (26+6)/2 = 16^\circ\text{C}$ до конечной $t_2=6^\circ\text{C}$, составит:

$$q_{o.вл.} = 6,3 \cdot 1 \cdot (16-6) = 63 \text{ ккал} / \text{ч}. \quad (1.170)$$

Количество холода для конденсации влаги, задержанной в холодильнике:

$$q_{конд} = q_{ан} \cdot \eta_k = 6,3 \cdot 595 = 3748,5 \text{ ккал} / \text{ч} \quad (1.171)$$

где $n_k=595 \text{ ккал} / \text{ч}$ – теплота конденсации водяных паров.

Общее количество холода для всех операций с учетом 15% на потери:

$$Q_{хол} = 1,15 \cdot (Q_{o.в.} + q_{o.вл.} + q_{кон}) = 1,15 \cdot (3490 + 63 + 3749) = 10953 \text{ ккал} / \text{ч}. \quad (1.172)$$

Принимаем к установке фреоновые холодильные агрегаты марки АК-ФВ-30/15 холодопроизводительностью 7000 ккал/ч (при температуре испарения фреона -15°C) при мощности электродвигателя 4,5 кВт и $n = 480$ об/мин.

Количество таких агрегатов должно быть $n = 9712/7000 = 2$ шт.

Принимаем два рабочих и один резервный агрегат той же марки.

Вторая ступень осушки воздуха

После охлаждения и осушки воздуха во фреоновом холодильнике воздух поступает на окончательную доосушку в адсорберы автоматического действия марки АГ-50.

Количество осушаемого воздуха для двух рабочих озонаторов составляет:

$$Q_{o.в.} = 500 \text{ м}^3/\text{ч}.$$

Продолжительность рабочего цикла адсорбции принимаем $\tau = 10 \text{ ч}$.

Вес адсорбера $p_{ад}$ при равной высоте двух слоев загрузки – алюмогелем и силикагелем – должен быть:

$$\delta_{\text{ад}} = \frac{\epsilon \cdot Q_{i.а} \cdot \tau \cdot (q_2 - q_3) \cdot 100}{S \cdot 1000} \quad (1.173)$$

где κ - коэффициент для учета материала загрузки адсорбера;

q_3 – количество влаги на выходе из адсорбера, при $t_3 = -50^\circ\text{C}$ равное 0,05 кг/ч;

S – влагопоглощаемость адсорбента в % к его весу.

Тогда вес алюмогеля $p_{ал}$ и силикагеля $p_{сил}$ будет:

$$\delta_{\text{ад}} = \frac{0,41 \cdot 500 \cdot 10 \cdot (7,474 - 0,05) \cdot 100}{4 \cdot 1000} = 381 \text{ кг};$$

$$\delta_{\text{н\acute{e}\acute{e}}} = \frac{(1 - 0,41) \cdot 500 \cdot 10 \cdot (7,474 - 0,05) \cdot 100}{8 \cdot 1000} = 274 \text{ кг}$$

Суммарный вес загрузки составит $p_{ад} = 381 + 274 = 655 \text{ кг}$.

При указанном выше насыпном весе адсорбера и при высоте каждого слоя $h = 400 \text{ мм}$ в одну башню АГ-50 можно загрузить:

– алюмогеля (нижний слой):

$$p_{ал} = 0,785 \cdot 1 \cdot 0,4 \cdot 0,85 \cdot 1000 = 267 \text{ кг}$$

– силикагеля (верхний слой)

$$p_{сил} = 0,785 \cdot 1 \cdot 0,4 \cdot 0,6 \cdot 1000 = 188 \text{ кг}$$

Суммарная загрузка башни: $p_{б} = 267 + 188 = 455 \text{ кг}$.

Следовательно, для доосушки воздуха нужно иметь установок АГ-50 в количестве $n = p_{ад} / p_{б} = 655 / 455 \approx 1$ шт (один рабочий и один резервный).

1.5.24 Расчет контактной камеры для смешения озono-воздушной смеси с водой

Необходимая площадь поперечного сечения контактной камеры в плане

$$F_e = \frac{Q_{\text{оз}} \cdot T}{n \cdot H} \quad (1.174)$$

где $Q_{\text{оз}}$ – расход озонируемой воды в м³/ч;

T – продолжительность контакта озона с водой; принимается в пределах 5- 10 мин.

n – количество контактных камер;

H – глубина слоя воды в контактной камере принимается обычно 4,5-5м

При $Q_{\text{оз}} = 997,55$ м³/ч , $T=0,1$ ч, $n = 2$ и $H = 5$ м.

$$F_e = \frac{997,55 \cdot 0,1}{2 \cdot 5} = 10 \text{ м}^2$$

Для равномерного распыления озонируемого воздуха у дна контактной камеры размещают перфорированные трубы. Принимаем керамические пористые трубы. Каркасом служит труба из нержавеющей стали(наружный диаметр 57 мм) с отверстиями диаметром 4-6 мм. На нее надевается фильтровая труба – керамический блок длиной $l=500$ мм, внутренним диаметром 64 мм и наружным 92мм.

Активная поверхность блока т.е. площадь всех пор размером по 100 мк на керамической трубе, занимает 25% внутренней поверхности трубы, тогда:

$$f_n = 0,25 \cdot \pi \cdot D_n \cdot l = 0,25 \cdot 3,14 \cdot 0,064 \cdot 0,5 = 0,0251 \text{ м}^2 \quad (1.175)$$

При вводе озона в контакт с водой способом барботажа количество подаваемого воздуха не находится в жесткой зависимости от количества обрабатываемой воды. Это позволяет регулировать подачу воздуха. Производительность воздуходувок обычно подбирают так, чтобы, включая в действие одну, две или три воздуходувки, можно было изменять отношение объема газовой смеси к объему обрабатываемой воды.

Величины этого отношения α обычно принимают равными 0,27; 0,5 или 1. В данном случае: $\alpha = Q_{\text{оз.в.}} / Q_{\text{оз}} = 500 / 997,55 \approx 0,5$.

Тогда количество озонированного воздуха, подаваемого по распределительным трубам, составит:

$$q_{\text{оз.в.}} = 997,55 \cdot 0,5 = 500 \text{ м}^3/\text{ч} = 8,33 \text{ м}^3/\text{мин} = 0,139 \text{ м}^3/\text{сек} \quad (1.176)$$

Площадь поперечного сечения магистральной (каркасной) распределительной трубы внутренним диаметром $d = 49$ мм равна:

$$f_{\text{тр}} = 0,00188 \text{ м}^2 = 18,8 \text{ см}^2.$$

Принимаем в каждой контактной камере по четыре магистральных распределительных трубы, уложенных на взаимных расстояниях (между осями)

по 0,9м. Каждая труба состоит из восьми керамических блоков. При таком размещении труб принимаем размеры контактной камеры в плане 3,7х5,4м.

Расход озонированного воздуха, приходящегося на живое сечение каждой из четырех труб в двух камерах, будет:

$$q_{mp} = \frac{q_{оз.в.}}{n \cdot 4} = \frac{0,139}{2 \cdot 4} = 0,02 м^3 / сек, \quad (1.177)$$

скорость движения воздуха в трубопроводе равна:

$$v = q_{mp} / f_{mp} = 0,02 / 0,00188 = 10,6 м / сек \quad (1.178)$$

(рекомендуемая скорость 10-15 м/сек).

Суммарная активная площадь пор всех керамических труб, уложенных в одной камере:

$$\sum f_{\Pi} = m \cdot f_{\Pi} = 4 \cdot 8 \cdot 0,0251 = 0,8 м^2 \quad (1.179)$$

(где 4 – количество магистралей; 8 – количество керамических труб).

Расход озонированного воздуха, поступающего в воду через пористую поверхность всех труб одной камеры:

$$q = \frac{q_{оз.в.}}{n \cdot \sum f_{\Pi}} = \frac{3,7}{2 \cdot 0,8} = 2,3 м^3 / мин \cdot м^2 \quad (1.180)$$

Общее давление, которое должно быть на выходе распределительную систему озono-воздушнoй смеси, определяются по формуле Ю.Б. Багоцкого

$$H = H_{зудр} + \gamma_{\text{в}} \cdot \zeta \cdot \frac{v^2}{2g} + 0,001 \cdot A \cdot q + 0,3 м.вод, см., \quad (1.181)$$

где $H_{зудр}$ – гидростатическое давление в м вод. ст.(равное высоте слоя воды в камере);

$\gamma_{\text{в}}$ - плотность воздуха;

$$\zeta = \frac{2,2}{K_{\omega}^2} + 1$$

$K_{\omega} = \sum \omega_0 / \omega$ - конструктивное отношение (рекомендуется принимать равным примерно 0,5);

ω_0 – площадь одного отверстия на каркасной трубе в м²;

ω – площадь сечения распределительной каркасной трубы в м²

A – коэффициент, зависящий от условного диаметра пор на керамической трубе d=100мм и равный

$$A = \frac{2 \cdot 10^4}{d^{1,9}};$$

0,3 – избыточное давление.

Таким образом:

$$H = 5 + 0,00125 \left(\frac{2,2}{0,52^2} + 1 \right) \cdot \frac{3,7^2}{2 \cdot 9,81} + 0,001 \frac{2 \cdot 10^4}{100^{1,9}} \cdot 5,73 + 0,3 = 5,3 \text{ м. вод. ст.}$$

1.5.25 Сорбционный фильтр

Максимальная сорбционная емкость

$$a_{sb}^{\max} = 253 \cdot C_{en}^{1/2} = 253 \cdot 0,003^{1/2} = 13,8 \text{ мг / л.} \quad (1.182)$$

Площадь загрузки адсорбционной установки

$$F_{ads} = \frac{q_q}{V} = \frac{23941}{24 \cdot 10} = 99,8 \text{ м}^2. \quad (1.183)$$

Количество параллельно и одновременно работающих линий адсорберов при D=3,5м,:

$$N_{ads}^p = \frac{F_{ads}}{f_{ads}} = \frac{99,8 \cdot 4}{3,14 \cdot 3,5^2} = 10 \text{ шт} \quad (1.184)$$

Принимаем к работе четыре параллельно и одновременно работающих линий адсорберов при скорости фильтрации 11 м/ч.

Минимальная сорбционная емкость:

$$a_{sb}^{\min} = 253 \cdot C_{ex}^{1/2} = 253 \cdot (1 \cdot 10^{-6})^{1/2} = 0,253 \text{ мг / л.} \quad (1.185)$$

Максимальная доза активированного угля:

$$D_{sb}^{\max} = \frac{C_{en} - C_{ex}}{a_{sb}^{\min}} = \frac{3 - 0,001}{0,253 \cdot 0,001} = 11,9 \text{ кг / м}^3. \quad (1.186)$$

Доза активированного угля выгружаемого из адсорбера:

$$D_{sb} = \frac{C_{en} - C_{ex}}{K_{sb} \cdot a_{sb}^{\max}} = \frac{3 - 0,001}{0,7 \cdot 13,8} = 0,32 \text{ л.} \quad (1.187)$$

Ориентировочная высота загрузки, обеспечивающая очистку:

$$H_2^{op} = \frac{D_{sb} \cdot q \cdot t_{ads}^{op}}{F_{ads} \cdot \gamma_{sb}^{HCl}} = \frac{11,9 \cdot 997,55 \cdot 24}{99,8 \cdot 450} = 6,3 \text{ м.} \quad (1.188)$$

Ориентировочная высота загрузки, выгружаемой из адсорбера:

$$H_1^{op} = \frac{D_{sb} \cdot q \cdot t_{ads}^{op}}{F_{ads} \cdot \gamma_{sb}^{HCl}} = \frac{0,3 \cdot 997,55 \cdot 24}{99,8 \cdot 450} = 0,16 \text{ м.} \quad (1.189)$$

Общая высота загрузки адсорбера в адсорбционной установке:

$$H_{tot} = H_1 + H_2 + H_3 = 2,5 + 5 + 2,5 = 10 \text{ м.} \quad (1.190)$$

Высота отработанного слоя адсорбера, выгружаемого из адсорбера, принимается равной загрузке одного адсорбера $H_1=2,5$ м, резервная высота загрузки $H_3=2,5$ м, $H_2=5$ м.

Общее количество последовательно работающих в одной линии адсорбера

$$N_{ads} = H_{tot} / H_1 = 10 / 2,5 = 4 \text{ шт.} \quad (1.191)$$

Продолжительность работы адсорбционной установки до проскока:

$$t_{1ads} = [2 \cdot C_{ex} \cdot (H_3 + H_2) \cdot \xi \cdot (a_{sb}^{max} - C_{en})] / (V \cdot C_{en}^2) = \\ = [2 \cdot 0,000001 \cdot (7,5) \cdot 0,5 \cdot (0,003 - 13,8)] / (11 \cdot 0,0003^2) = 1,045 \text{ ч.} \quad (1.192)$$

Продолжительность работы одного адсорбера до истощения емкости:

$$t_{2ads} = [2 \cdot C_{en} \cdot K_{sb} \cdot H_1 \cdot \xi \cdot (a_{sb}^{max} + C_{en})] / (V \cdot C_{en}^2) = \\ [2 \cdot 0,003 \cdot 0,7 \cdot 2,5 \cdot 0,5 \cdot (0,003 + 13,8)] / (11 \cdot 0,0003^2) = 707,1 \div = 30 \text{ сут} \quad (1.193)$$

Таким образом, требуемая степень очистки может быть достигнута непрерывной работой четырех параллельных линий адсорберов, в каждой из которых по четыре последовательно установленных адсорбера, из которых один резервный находится в режиме перегрузки.

Произведем расчет объема загрузки одного адсорбера:

$$\omega_{sb} = f_{ads} \cdot H_{ads} = \frac{3,14 \cdot 3,5^2}{4} \cdot 2,5 = 24 \text{ т}^3. \quad (1.194)$$

Сухой массы угля в одном адсорбере:

$$D_{sb} = \omega_{sb} \cdot \gamma_{sb}^{HCl} = 24 \cdot 450 / 1000 = 11 \text{ кг/м}^3 \quad (1.195)$$

При перезагрузке 4 адсорберов затраты угля составят

$$C_{sb} = \frac{\omega_{sb}^P \cdot N_{ads}}{t_{2ads}} = \frac{11 \cdot 4}{707} = 0,062 \text{ кг/ч} \quad (1.196)$$

что соответствует дозе угля

$$D_{sb} = \frac{C_{sb}}{q} = \frac{0,06}{997,55} = 0,06 \text{ г/г} \quad (1.197)$$

1.5.26 Осветлитель оборудованный тонкослойными элементами

Расчет технологических и конструктивных параметров сооружений, а также отдельных тонкослойных элементов следует производить по зависимости

$$l_o = \varphi \varepsilon_{\text{тм}} \left[\frac{v_o}{u_o \cos \alpha K_{ar} \beta} - \varepsilon_{\text{н}} (\text{tg} \alpha + \text{ctg} \alpha) \right] \quad (1.198)$$

Для удобства расчета формула приведена к виду:

$$V_o = \frac{u_o \beta \varepsilon_{ar}}{K_1} \left(\frac{l_o}{K_2 H_o} + 1 \right) \quad \text{или} \quad l_o = K_2 H_o \left(\frac{V_o K_1}{u_o \beta K_{ar}} - 1 \right), \quad (1.199)$$

$$\text{где } K_1 = \frac{1}{\varepsilon_{\text{н}} \varepsilon_{\text{н}} \varepsilon_{\text{н}}}; \quad K_2 = \frac{\varphi \varepsilon_{\text{тм}} \varepsilon_{\text{н}}}{\sin \alpha \cos \alpha},$$

φ – коэффициент, учитывающий влияние гидродинамических условий потока в тонкослойных элементах;

K_{ϕ} – коэффициент, учитывающий форму поперечного сечения тонкослойных элементов;

H_o – высота тонкослойного элемента, м;

v_o – средняя скорость потока в тонкослойных элементах, м/ч;

u_o – расчетная скорость осаждения взвеси, м/ч;

α – угол наклона тонкослойных элементов к горизонту, град;

β – коэффициент, учитывающий стесненное осаждение взвеси под тонкослойными элементами;

K_{ar} – коэффициент агломерации, учитывающий влияние осадка, выделяющегося из тонкослойных элементов, на интенсификацию хлопьеобразования;

K_{CT} – коэффициент, учитывающий стеснение сечения потока в тонкослойном элементе сползающим осадком;

V_H – удельная нагрузка или производительность сооружения в расчете на площадь зеркала воды, $\text{м}^3/(\text{м}^2 \cdot \text{ч})$ или $\text{м}^3/\text{ч}$;

K_1, K_2 – обобщенные расчетные коэффициенты;

l_o – длина тонкослойного элемента, м;

$K_{o.u}$ – коэффициент, учитывающий гидравлическое совершенство тонкослойного сооружения и степень его объемного использования – отношение фактического к расчетному времени пребывания воды;

K_K – конструктивный коэффициент, равный отношению фактической открытой для движения воды площади тонкослойных элементов к общей площади зеркала воды отстойного сооружения.

Значения конструктивного коэффициента и коэффициента объемного использования принимаем соответственно $K_K = 0,7$ и $K_{o.u} = 0,6$.

С учетом реконструкции существующих осветлителей и их фактических размеров установлено, что нагрузка на сооружения не может быть более $6 \text{ м}^3/\text{ч}$, а высота тонкослойных элементов – $1,2 \text{ м}$.

$$V_{i'} = \frac{1,44 \cdot 1,3}{0,57 \cdot 0,82} \left(\frac{1,2}{2,13 \cdot 0,05} + 1 \right) = 7,6 \text{ м}^3/\text{ч} ;$$

$$l_o = 2,15 \cdot 0,05 \cdot \left(\frac{7,6 \cdot 3}{1,44 \cdot 1,3} - 1 \right) = 0,94 \text{ м} ;$$

$$\hat{E} = \frac{1}{0,8 \cdot 0,6 \cdot 0,7} = 3 ; \quad \hat{E}_2 = \frac{1,25 \cdot 1 \cdot 0,8}{0,82 \cdot 0,57} = 2,13$$

1.5.27 Обеззараживание воды гипохлоритом натрия

Доставка, хранение, перелив и дозирование хлора, обладающего высокой токсичностью, вызывают ряд затруднений. Их можно избежать, используя вместо хлора гипохлорит натрия, получаемый электролитическим способом из раствора поваренной соли на месте применения. Электролиз высококонцентрированного раствора NaCl осуществляют в электролизе проточного типа с графитовыми электродами.

Электролизные установки «Зенит» предназначены для получения электролизного гипохлорита натрия на месте потребления из растворов поваренной соли.

Обеззараживание воды гипохлоритом натрия

Достоинства: Эффективен против большинства болезнетворных микроорганизмов; относительно безопасен при хранении и использовании; при получении на месте не требует транспортировки и хранения опасных химикатов.

Недостатки: Теряет активность при длительном хранении; образует побочные продукты дезинфекции - галогенсодержащие соединения; при получении на месте требует либо немедленного использования, либо, для обеспечения возможности хранения, специальных мер по очистке исходной воды и соли от ионов тяжелых металлов.

На 1 кг активного хлора расход поваренной соли на 2,5 – 3,5 кг, а электроэнергии 4 – 4,5 кВт/кг. Очистка электродов 3% соляной кислотой (по отзывам); изменением полярности (по рекламе). Требуется производить восстановление покрытия анодов раз в 1 – 2 года, гарантийный срок работы электродов 5 лет. Концентрация исходного раствора NaCl 110 г/л.

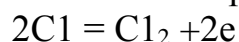
Принцип работы: Готовый продукт электролиза разбавляют водой, например, вдвое. Концентрация недоиспользованной соли и концентрация насыщения при этом соответственно снижаются. Разбавленный продукт подвергают электролизу. Готовый продукт (гипохлорит, полученный на первой стадии) проходит через электролизер транзитом и на него энергия не тратится, тогда как из соли, оставшейся в растворе, получают новую порцию гипохлорита. Поскольку процесс электролиза идет от более высоких концентраций, чем это принято, выход по току, соответственно выше. А расход энергии меньше. Последовательное разбавление гипохлорита и соли позволяет при каждом цикле разбавления вовлекать в электролиз недоиспользованную соль.

В отличие от обычной технологии электролиза, которая начинается при концентрации соли 25–35 г/л и заканчивается в одну стадию, технология НПК «Эколог» начинается с возможно более высокой концентрации соленого раствора и заканчивается в несколько стадий при концентрации недоиспользованной соли 10 г/л.

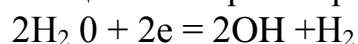
Это дает преимущество не только в более полном использовании соли, но также создает возможность резкого повышения выхода хлора по току.

Химические основы процесса:

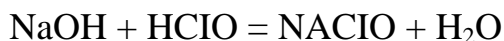
на аноде выделяется свободный хлор, который растворяется в электролите с образованием хлорноватистой кислоты HClO:



– на катоде происходит разряд молекул воды с образованием водорода, выделяющегося из раствора в газовую фазу:



В межэлектродном пространстве ионы Na_2^+ , гидроксиды OH^- и хлорноватистая кислота HClO взаимодействуют по реакциям с образованием гипохлорита натрия NaClO:



Суммарная реакция:



Потребное количество активного хлора при дозе хлора 2 г/м³:

$$\frac{23941 \cdot 2}{1000} = 48 \text{ кг / сутки}$$

Применяем три электролизера производительностью по 30 кг/сутки, в том числе два рабочих и один резервный.

Расход поваренной соли будет: $48 \cdot 6 = 288 \text{ кг/сут.}$

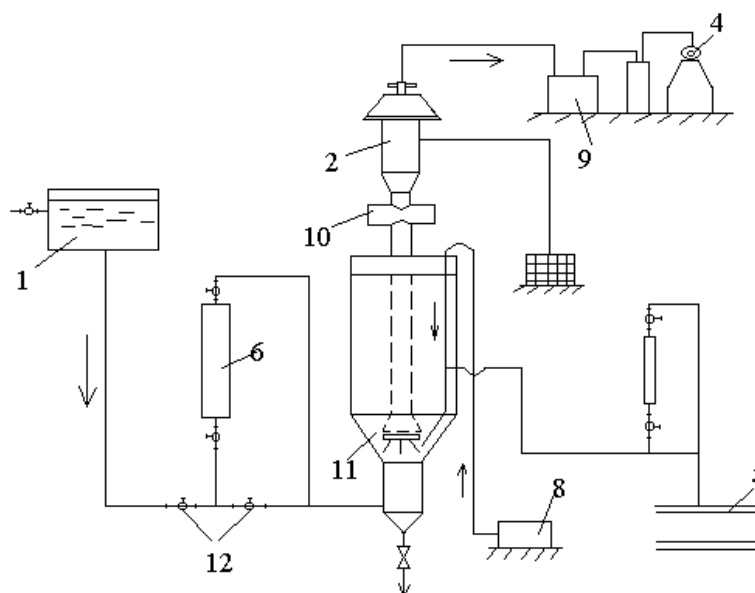
1.5.28 Фторирование воды

Как показывает опыт использования для питьевых целей природных вод, содержащих фтор F^- , содержание фтора в воде не должно превышать определенные пределы. Недостаток фтора в используемой воде вызывает распространение среди населения кариеса зубов.

Содержание фтора в соответствии ГОСТ 2874 – 82 в воде должно быть 0,7÷1,5 мг/л. При концентрации F^- менее 0,5 мг/л необходимо проводить фторирование воды. При фторировании в условиях умеренного климата рекомендуемое содержание фтора в воде находится в пределах 0,9-1 мг/л. Фторирование осуществляется путем добавления к воде в определенных дозах различных фторсодержащих веществ. Практическое применение получили следующие фтористые реагенты: фтористый натрий NaF , кремнефтористый натрий Na_2SiF_6 , кремнефтористый аммоний $(\text{NH}_4)_2\text{SiF}_6$ и другие $(\text{Al}_2\text{F} \cdot \text{SO}_4 \cdot \text{H}_2\text{O})$

Для фторирования используют фтораторные установки, их оборудуют аппаратурой для приготовления реагента, растворов фторсодержащих веществ с малой растворимостью, например Na_2SiF_6 . Растворы готовят насыщенными или ненасыщенными. В первом случае используют сатураторы одинарного насыщения; во втором случае – расходные баки с механическим или воздушным перемешиванием (рисунок 1.5).

1 – бачок постоянного уровня; 2 – вакуум-бункер; 3 – фильтр; 4 – вакуум-насос; 5 – ввод раствора фтористого реагента; 6 – ротаметр; 7 – тара с реагентом; 8 – компрессор; 9 –



регулятор количества загрузки реагента; 10 – секторный смеситель; 11- сатуратор; 12 – регулирующий вентиль

Рисунок 1.5 – Флораторная установка с сатуратором

- Расход насыщения раствора реагента, м³/ч

$$Q_n = \frac{Q_u}{K_n} \cdot [na - [F^-]] \cdot \frac{100}{K} \quad (1.200)$$

где $K_n = 4,3$ г/л – концентрация насыщенного раствора в сатураторе, г/л

$n = 1,1$ – коэффициент при вводе фтора перед скорыми фильтрами

a – содержание фтора в обработанной воде равно зимой 1 мг/л

$K = 60,6\%$ – содержание чистого фтора в веществе Na_2SiF_6

$F = 0,4$ мг/л – содержание чистого фтора в исходной воде.

В качестве фтористого реагента используют кремнефтористый натрий Na_2SiF_6

$$Q_n = \frac{997,55}{4,3} \cdot [1,1 \cdot 1 - [0,4]] \cdot \frac{100}{60,6} = 268,7 \text{ л/с}$$

– Площадь сечения цилиндрической части сатуратора, м²

$$F_u = \frac{Q_n}{3600 \cdot v} = \frac{268}{3600 \cdot 0,1} = 0,74 \text{ м}^2 \quad (1.201)$$

где $v = 0,05-0,1$ мм/с – скорость движения воды в цилиндрической части.

Диаметр сатуратора, м

$$D_c = \sqrt{\frac{4 \cdot F_u}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,7}{3,14}} = 0,9 \text{ м} \quad (1.202)$$

– Высота цилиндрической части сатуратора, м:

$$H_u = 3,6 \cdot v \cdot t = 3,6 \cdot 0,1 \cdot 7 = 2,5 \text{ м} \quad (1.203)$$

где t – время пребывания в сатураторе, $t = 5$ ч.

– Объем цилиндрической части сатуратора, м³

$$W_u = H_u \cdot F_u = 2,5 \cdot 0,70 = 1,75 \text{ м}^3 \quad (1.204)$$

– Высота нижней конической части сатуратора, м

$$H_k = \frac{1}{2} \cdot (D_c - d) \cdot \operatorname{ctg} \frac{60}{2} = \frac{1}{2} \cdot (0,90 - 0,35) \cdot \operatorname{ctg} \frac{60}{2} = 0,47 \text{ м} \quad (1.205)$$

где $d = 0,35$ м.

– Объем нижней конической части сатуратора, м³

$$W_k = \frac{1}{3} \cdot \pi \cdot h \left[\left(\frac{D}{2} \right)^2 + \left(\frac{d}{2} \right)^2 + \frac{D \cdot d}{4} \right] = \frac{1}{3} \cdot 3,14 \cdot 0,35 \left[\left(\frac{0,80}{2} \right)^2 + \left(\frac{0,35}{2} \right)^2 + \frac{0,80 \cdot 0,35}{4} \right] = 0,1 \text{ м}^3 \quad (1.206)$$

– Общий объем сатуратора, м³:

$$W_c = W_{\text{ц}} + W_k = 1,75 + 0,3 = 2,05 \text{ м}^3 \quad (1.207)$$

– Общая высота сатуратора, м:

$$H_c = H_{\text{ц}} + H_k = 2,5 + 0,47 = 2,97 \text{ м} \quad (1.208)$$

1.5.29 Расчет шламоуплотнителя.

Расчет ведется по удельной нагрузке на поверхность:

$$q = 0,8 \text{ м}^3/\text{м}^2 \cdot \text{ч}$$

– Диаметр шламоуплотнителя, м:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot F}{\pi \cdot n}}$$

где F – необходимая площадь шламоуплотнителя

$n = 1$ количество шламоуплотнителей.

$$F = \beta \cdot \frac{Q_{\text{ч}}}{3,6 \cdot v_p} \quad (1.209)$$

где $\beta = 1,3 \div 1,5$

$Q_{\text{ч}}$ – расход воды на удаление осадка,

997,55 – 100%,

$Q_{\text{ч}}$ – 1,07%, $Q_{\text{ч}} = 10,67 \text{ м}^3/\text{ч}$,

$v_p = 0,6 \text{ мм/с}$ – расчетная скорость восходящего потока воды;

$$F = 1,5 \cdot \frac{10,67}{3,6 \cdot 0,6} = 7,4 \text{ м}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 7,4}{3,14 \cdot 1}} = 3 \text{ м.}$$

Принимаем шламоуплотнитель: $d = 4,5 \text{ м}$ при $F = 2 \text{ м}^2$.

- Объем уплотненного осадка, м^3 :

$$W_{\text{упл}} = \frac{W \cdot 0,4}{0,8} = \frac{175,42 \cdot 0,4}{0,8} = 87,71 \text{ м}^3, \quad (1.210)$$

где W – объем поступающего за сутки осадка, м^3 :

$$W_{\text{з.н}} = \frac{T \cdot Q_{\text{сум}} \cdot (C_p - m)}{\delta} = \frac{24 \cdot 1 \cdot 997,55 \cdot (303,09 - 10)}{40000} = 175,42 \text{ м}^3, \quad (1.211)$$

$$W = 175,42 \text{ м}^3$$

где $T = 24 \text{ ч}$ – работа между очистками;

$m = 8 - 12 \text{ кг/л}$ – количество взвеси при выходе.

1.5.30 Расчет вакуум- фильтров

Расчет вакуум – фильтрации по сухому веществу, т/сут :

$$M_{\text{сух}} = \frac{W_{\text{упл}} \cdot (100 - B_{\text{л}}) \cdot \gamma_{\text{ос}}}{100} = \frac{87,71(100 - 94) \cdot 1,1}{100} = 5,8 \text{ т/сут} \quad (1.212)$$

где $B_{\text{л}} = 94\%$ - влажность осадка после шламоуплотнителя;

$\gamma_{\text{ос}} = 1,1 \text{ т/м}^3$ – объемный вес осадка.

Требуемая площадь вакуум – фильтров, м^2 :

$$F_{\text{в.ф.}} = \frac{M_{\text{сух}} \cdot 1000}{T_{\text{в.ф.}} \cdot K} = \frac{5,8 \cdot 1000}{16 \cdot 24} = 15,1 \text{ м}^2 \quad (1.213)$$

где $T_{\text{в.ф.}} = 16 \text{ ч}$ – время работы вакуум-фильтров в сутки;

$K = 24$ коэффициент характеризующий нагрузку на 1 м^2 поверхности вакуум фильтров.

Подбираем вакуум-фильтры:

2 рабочих и 1 резервный БОУ – 5 – 1,75

площадь поверхности фильтрования 5 м^2

диаметр барабана 1762 мм

длина барабана 960 мм

частота вращения барабана 0,13 – 2 об/мин

объем жидкости в корыте 1300 л
 мощность эл/двигателя привода барабана 1,1 кВт
 габаритные размеры 2680×2410×2650 мм
 масса фильтра с приводами 4990 кг.

Производительность вакуум насоса:

$$W_{\text{вн}} = N \cdot n \cdot 0,5 = 1,1 \cdot 2 \cdot 0,5 = 1,1 \quad (1.214)$$

Расход сжатого воздуха:

$$W_{\text{с.в}} = N \cdot n \cdot 0,1 = 1,1 \cdot 2 \cdot 0,1 = 0,22 \text{ м}^3 / \text{мин} \quad (1.215)$$

1.5.31 Расчет резервуара чистой воды

Объем резервуара чистой воды (РЧВ):

$$W_{\text{РЧВ}} = W_{\text{ак}} + W_{\text{дон}} + W_{\text{соб}} \quad (1.216)$$

где $W_{\text{ак}}$ – аккумулирующий объем на 3 часа неприкосновенного запаса:

$$W_{\text{ак}} = 3 \cdot Q_{\text{ак}}^{\text{max}} = 3 \cdot 997,55 = 2992,65 \text{ м}^3 \quad (1.217)$$

$W_{\text{дон}}$ – дополнительный запас воды в РЧВ, м³

$$W_{\text{дон}} = 3 \cdot Q_{\text{дон}} = 3 \cdot 36 = 108 \text{ м}^3 \quad (1.218)$$

$W_{\text{соб}}$ – объем воды на собственные нужды станции, м³

Принимаем два РЧВ с площадью РЧВ, м²:

$$F = \frac{W_{\text{РЧВ}}}{h} = \frac{1556,64}{4,5} = 345,9 \text{ м}^2 \quad (1.219)$$

где $h = 4,5$ м – глубина РЧВ.

Размеры в плане 15×15.

2 Технология строительного производства

Прокладка трубопровода заключается в установке и сборке на трассе монтажных узлов – труб, компенсаторов и арматуры, проектное положение.

Разработаем прокладку труб на участке 2–3, 3–4.

2.1 Исходные данные

- 1) Назначение трубопровода: водопровод «В1»
- 2) Материал труб: чугун
- 3) Величина условного прохода: 300 мм
- 4) Грунт: супесь
- 5) Сезон строительства: зима
- 6) Глубина сезонного промерзания грунта: 2,4 м
- 7) Длина трубопровода: 1050 м
- 8) Глубина залегания грунтовых вод: 3,5 м
- 9) Уклон трубопровода: 0,0015

Исходные данные по трубам:

- 1) ГОСТ 9583-75 класс-А
- 2) Наружный диаметр: $d = 326$ мм.
- 3) Масса одного метра трубы: $m = 85,2$ кг.
- 4) Длина одной трубы: $l = 6$ м
- 5) Масса раструба – 26кг.

2.2. Определение объемов земляных работ

Для подсчета объема земляных работ по разработке траншей определяют площади поперечного сечения траншеи. Объем выемки между двумя смежными поперечниками определяется по формуле

$$V = \frac{(F_1 + F_2) \cdot L}{2} \quad (2.1)$$

где L – длина траншеи;

F_1 и F_2 – площадь смежных поперечников.

При трапециидальной форме сечения траншеи площадь сечения поперечника определяется по формуле

$$F_{1,2} = \frac{h(B + E)}{2} = h(B + mh) \quad (2.2)$$

где h – глубина траншеи;

B – ширина траншеи по дну;

E – ширина траншеи по верху;
 m – коэффициент откоса.

Наименьшая глубина трубопровода принимается в начале трассы трубопровода. В точке 1 глубина заложения водовода $h_1 = 2,9$ м, а глубина траншеи в конце трубопровода $h_2 = 3,1$ м:

$$h_{cp} = (h_1 + h_2)/2 = 3,0 \text{ м} \quad (2.3)$$

Ширина траншеи по дну в зависимости от материала труб (чугун) и наружного диаметра $D_{нар.} = 326$ мм равна:

$$B = D_{нар.} + 0,6 = 0,326 + 0,6 = 0,926 \text{ м}. \quad (2.4)$$

Коэффициент заложение откосов m принимаем в зависимости от типа грунта, глубины траншеи по таблице 3 (метод. указания). Крутизна откосов траншеи при глубине выемки до 3,0 м в начале трассы будет равна $\alpha^\circ = 56$ I:0,67, а крутизна откосов при глубине выемки до 6 м - $\alpha^\circ = 50$ I:0,85

Ширина траншеи по верху определяется по формулам:

$$E_1 = B + 2mh_1 = 0,926 + 2 \cdot 0,67 \cdot 2,9 = 4,812 \text{ м} \quad (2.5)$$

$$E_2 = B + 2mh_2 = 0,926 + 2 \cdot 0,85 \cdot 3,1 = 6,196 \text{ м} \quad (2.6)$$

$$E_{cp} = (E_1 + E_2)/2 = (4,812 + 6,196)/2 = 5,504 \text{ м} \quad (2.7)$$

Определим площадь сечения смежных поперечников:

$$F_1 = h_1(B + E_1)/2 = h_1(B + mh_1) = 2,9(0,926 + 0,67 \cdot 2,9) = 8,32 \text{ м}^2 \quad (2.8)$$

$$F_2 = h_2(B + E_2)/2 = h_2(B + mh_2) = 3,1(0,926 + 0,85 \cdot 3,1) = 10,74 \text{ м}^2 \quad (2.9)$$

$$F_{cp} = (F_1 + F_2)/2 = (8,32 + 10,74)/2 = 9,528 \text{ м}^2 \quad (2.10)$$

Объем выемки между двумя смежными поперечниками будет составлять:

$$V = F_{cp} \cdot L = 9,528 \cdot 1050 = 10004,1 \text{ м}^3 \quad (2.11)$$

Площадь поперечного сечения отвала F_o , исходя из расчета угла откоса насыпи 45° , определяется по формуле:

$$F_o = F \cdot K_{np} \cdot K, \quad (2.12)$$

где F – площадь поперечного сечения траншеи;

K_{np} – коэффициент первоначального увеличения объема грунта при рыхлении;

K – коэффициент, учитывающий уменьшение площади поперечного сечения отвала в случае отвозки за пределы строительной площадки избыточного грунта ($V_{изб}$), равному объему, вытесняемому трубопроводом $V_{тр}$ и колодцами $V_{к.}$.

$$V_{изб} = V_{тр} + V_{к} \quad (2.13)$$

Объем грунта вытесняемого трубопроводом, определяется по формуле

$$V_{mp} = \frac{\pi \cdot D_n^2}{4} l_1 \cdot K_p \quad (2.14)$$

где D_n - наружный диаметр трубы;

l_1 - длина трубопровода за вычетом суммарной длины (или длины) всех колодцев;

K_p - коэффициент учитывающий объем земли, вытесняемый раструбами или муфтами ($K_p=1,05$).

$$V_{mp} = ((3,14 \cdot 0,326^2)/4) \cdot 1029,84 \cdot 1,05 = 90,21 \text{ м}^3$$

Объем грунта, вытесняемый колодцами, определяется по формуле

$$V_{кол} = \frac{\pi \cdot D^2 \cdot K_{np}}{4} h_k \cdot N \quad (2.15)$$

где D_n - наружный диаметр колодца;

N - количество колодцев;

Для водопровода данного назначения принимаем расстояние 100 м между колодцами. $N = (1050 : 100) + 1 = 12 \text{ шт}$

h_k - высота колодца равная высоте траншеи плюс толщина плиты днища и бетонной подготовки;

$$V_{кол} = ((3,14 \cdot 1,68^2)/4) \cdot 3,25 \cdot 12 = 86,41 \text{ м}^3 \quad (2.16)$$

$$V_{изб} = 90,21 + 86,41 = 176,62 \text{ м}^3 \quad (2.17)$$

$$K = (V - V_{изб})/V = (12588,19 - 176,62)/12588,19 = 0,986 \quad (2.18)$$

Отсюда площадь поперечного сечения будет равен:

$$F_{от} = 9,528 \cdot 1,12 \cdot 0,986 = 10,52 \text{ м}^2$$

Высота отвала H_0 , которая должна приниматься на 0,5 м меньше высоты выгрузки экскаватора, и его ширина по низу b определяется по формуле

$$\begin{aligned} H_0 &= \sqrt{F_0} & b &= 2H_0. \\ H_0 &= \sqrt{10,52} = 3,24 \text{ м} & b &= 2 \cdot 3,24 = 6,48 \text{ м} \end{aligned} \quad (2.19)$$

Если сумма $\frac{(b+E)}{2+a}$ равна или меньше радиуса выгрузки экскаватора R_b , то его можно ставить по оси траншеи. В противном случае ось хода экскаватора сдвигается в сторону отвала на величину C , которая вычисляется по формуле

$$C = (b+E)/(2+a - R_b) \quad (2.20)$$

Разработку грунта в траншеях одноковшовыми экскаваторами следует вести без нарушения естественной структуры грунта в основании с недобором равным 0,2 м, разрабатываемым вручную. Для водопроводных трубопроводов наименьшее расстояние между колодцами принимаем равными 100 м. Таким образом, весь объем грунта подлежащий разработке, складывается из двух величин:

$$V = V_m + V_p = 12267,18 + 321,09 = 12588,19 \text{ м}^3 \quad (2.21)$$

где V_m – механизированный способ разработки грунта;
 V_p – ручной способ;

$$V_m = V_m^1 + V_m^2 = 10931,9 + 1335,2 = 12267,18 \text{ м}^3 \quad (2.22)$$

где V_m^1 – объем грунта, разрабатываемый экскаватором при отрывке траншеи;

V_m^2 – объем грунта, разрабатываемый экскаватором при разработке котлована под колодцы;

$$V_m^1 = (F_{cp} + \{m [(h_1 - 0,2) + (h_2 - 0,2)]^2 / 12\}) \cdot l_1 = 10931,9 \text{ м}^3 \quad (2.23)$$

где l_1 – длина трубопровода без суммарной длины котлованов по всей трассе;

l_1 определяем по формуле

$$l_1 = L_{mp} - N \cdot a_2 = 1050 - 12 \cdot 7,7 = 957,6 \text{ м} \quad (2.24)$$

где a_2 – длина котлована в плане по верху, м;

$$a_2 = a_1 + 2mh_{cp} = 3,2 + 2 \cdot 0,75 \cdot 3 = 7,7 \text{ м} \quad (2.25)$$

a_1 – длина колодца в плане по низу;

Характеристика задвижки:

- 1) Материал: чугун, ГОСТ 10194-78
- 2) Высота задвижки: $h = 1,4$ м.
- 3) Масса задвижки: $m = 303$ кг.
- 4) Длина задвижки: $l = 0,5$ м.

Размеры колодца в плане (таблица 2.1).

Требуемый размер: строительная длина задвижки + 1 м = 1,5 м

Принимаем размер колодца в плане 1,5м.

Высота рабочей камеры колодца равна: высота задвижки + 0,7м = 2,1 м

Принимаю кольца для сбора рабочей камеры высотой 210 см.

Марка колец КС15.9 (1 шт.)

Марка колец КС15.6 (2 шт.)

Таблица 2.1 - Размеры колодца в плане

Размеры колец	Марка колец	
	КС15.6	КС15.9
1 Внутренний диаметр, м	1,5	1,5
2 Наружный диаметр, м	1,68	1,68
3 Высота, м	0,59	0,89
4 Толщина стенки, см	9	9
5 Масса колец, кг	660	1000

Плита днища: ПН15 (круглая в плане), d = 2,0м

1) Толщина плиты: 12 см

2) Масса плиты: m = 950 кг

Определяем параметры горловины:

Высота горловины рассчитывается по формуле

$$H_{горл} = h_{ср} - (2,1 + 0,15 + 0,2) = 3 - 2,45 = 0,55 \text{ м} \quad (2.26)$$

Следовательно, горловина есть, принимаем кольца стеновые для горловины (таблица 2.2)

Таблица 2.2 - Кольца стеновые

Размеры колец:	Марка колец
	КС7.3 (2 шт)
1 Внутренний диаметр, м	0,7
2 Наружный диаметр, м	0,84
3 Высота, м	0,29
4 Толщина стенки, см	7
5 Масса колец, кг	130

Данные для плиты перекрытия:

1) Марка плиты: 1ПП15-1

2) Внутренний диаметр лаза: d = 0,7м

3) Наружный диаметр лаза: d = 1,68 м

4) Толщина плиты: h = 0,15м

5) Масса плиты: m = 680кг

На плиту перекрытия опирается **плита опорная** ПО10

- внутренний диаметр которой равен $d_{\text{внут}} = 1\text{ м}$
- толщина плиты составляет 0,15м
- длина и ширина 1,7 масса 800кг.

Кольцо опорное вставляется внутрь, его марка КО6

- внутренний диаметр – 0,58м
- наружный – 0,84м
- толщина 0,07м
- масса 50 кг.

Количество колодцев определяется исходя из максимально допустимого расстояния между ними (100м).

$$N = 1050/100 + 1 = 12 \text{ колодцев} \quad (2.27)$$

- Определяем размер котлованов по низу:

$$a = b = 3,2 \text{ м}$$

$$V_{\text{м}}^2 = (h_{\text{ср}}[\{2a_1 + a_2\} \cdot b_1 + \{2a_2 + a_1\} \cdot b_2]/6) \cdot N = 1335,24 \text{ м}^3 \quad (2.28)$$

- Определим объем грунта, разрабатываемого вручную:

$$V_p = V_p^1 + V_p^2 = 219,09 + 102 = 321,09 \text{ м}^3 \quad (2.29)$$

где V_p^1 - объем грунта, извлекаемый при разработке недобора;

V_p^2 - объем грунта, извлекаемый при разработке прямков;

$$V_p^1 = h_{\text{недоб}}(BL_I^H + a_1 b_1 N) \quad (2.30)$$

где $H_{\text{нед}} = 0,2\text{м}$;

L_I^H - длина трубопровода без суммарной длины колодцев по низу;

$$L_I^H = L - a_1 \cdot N = 1050 - 3,2 \cdot 12 = 1011,6 \text{ м} \quad (2.31)$$

$$V_p^1 = 0,2 (0,926 \cdot 1011,6 + 3,2 \cdot 3,2 \cdot 12) = 219,09 \text{ м}^3 \quad (2.32)$$

$$V_p^2 = V_{\text{пр}} \cdot N_I = 0,6 \cdot 170 = 102 \text{ м}^3 \quad (2.33)$$

где N_I – количество прямков, рассчитываемых по формуле

$$N_I = l_I^H / l_{\text{пр}} + 1 = 1011,6 / 6 + 1 = 170 \text{ прямков} \quad (2.34)$$

Параметры прямков:

$$a = 1 \text{ м}; b = 1,5 \text{ м}; c = 0,4 \text{ м}$$

где a, b, c – длина, ширина и глубина прямков соответственно.

- Объем прямков определяется исходя из формулы

$$V_{np} = a \cdot b \cdot c = 1 \cdot 1,5 \cdot 0,4 = 0,6 \text{ м}^3 \quad (2.35)$$

2.3 Определение объемов грунта, подлежащего вывозу за пределы строительства

Основная часть грунта, вырытая при отрывке траншеи и котлована под колодцы, понадобится для обратной засыпки после монтажа и предварительного испытания трубопровода. Часть грунта при этом окажется лишней, т.к. будет вытеснен трубопроводом и колодцами, этот избыточный объем подлежит вывозу в отвал за пределы строительства.

Определим объем грунта, вывозимого в отвал:

$$V_o^e = (V_{np} + V_{кол}) \kappa_{np} = (90,21 + 86,41) \cdot 1,13 = 199,58 \text{ м}^3 \quad (2.36)$$

где V_o^e - объем грунта, вытесняемый трубопроводом;

$V_{кол}$ - объем грунта, вытесняемый колодцами;

κ_{np} - коэффициент первоначального увеличения грунта при рыхлении.

$$V_{np} = (\pi d_{np}^2 / 4 \cdot l_1 \cdot \kappa_p) = (3,14 \cdot 0,326^2) / 4 \cdot 1029,84 \cdot 1,05 = 90,21 \text{ м}^3 \quad (2.37)$$

где l_1 – длина трубопровода за вычетом суммарной длины всех колодцев;

$$l_1 = L - (D_{кол}^{нар} \cdot N) = 1050 - (1,68 \cdot 12) = 1029,84 \text{ м} \quad (2.38)$$

κ_p – коэффициент, учитывающий объем земли, вытесняемый раструбами или муфтами;

Для чугунных труб: $\kappa_p = 1,05$

- Объем грунта, вытесняемый колодцами:

$$V_{кол} = (\pi D_{кол}^2 / 4 \cdot h_{ср} \cdot N) = (3,14 \cdot 1,68^2) / 4 \cdot 3,25 \cdot 12 = 86,41 \text{ м}^3 \quad (2.39)$$

Расчеты баланса объемов земляных масс сводим в таблицу 2.3.

Таблица 2.3 - Таблица баланса объемов земляных масс.

Вид работ	Основные параметры выемки				Образец грунта в плотном теле	
	Ширина, м		Глубина, м	Длина, м	Обозн	Кол-во, м ³
	по верху	по низу				
1 Механизированные земляные работы.						
1.1 Разработка траншеи	5,426	0,926	3	951,6	V _м ¹	10931,9

1.2.Разраб-ка котлованов под колодцы	7,7	3,2	3	3,2	V_m^2	1335,2
--------------------------------------	-----	-----	---	-----	---------	--------

Окончание таблицы 2.3

1.3.Вывоз избыточного грунта за пределы строительства	31,6	31,6	0,2	31,6	$V_{\text{в.о}}$	199,58
2 Ручные земляные работы.						
2.1.Разработка недобора	0,926	0,926	0,2	1050	V_p^1	219,09
2.2.Рытье приямков	1,5	1,5	0,4	1	V_p^2	102,00
Общий объем	-	-	-	-	V	12588,19
- в том числе мех – х.	-	-	-	-	V_m	12267,18
- в том числе ручных	-	-	-	-	V_p	321,09

2.4 Предварительный выбор комплекта машин

Виды работ, которые должны быть механизированы:

- разработка грунта в траншеи и котлованов под колодцы;
- вывоз избыточного грунта за пределы строительства (при $l > 0,5$ км);
- планирование грунта в отвале за пределами строительства, обратная засыпка грунта в траншею и котлованы под колодцы;
- планировка грунта на месте прокладки трубопровода, монтаж трубопровода, колодцев и задвижек.

Для рытья траншей применяют одноковшовый экскаватор, оборудованный обратной лопатой и экскаватор-драглайн. Ведущая машина в комплекте - экскаватор. Оптимальная продолжительность строительства по СН 440 – 72 составляет 1,4 месяца (в три смены).

Месячный объем механизированных земляных работ составляет:

$$V_{\text{мех}}^{\text{мес.}} = V_m / \text{рек. Срок строительства} = 12267,18 / 1,4 = 8762,3 \text{ м}^3 \quad (2.40)$$

По справочнику строителя в зависимости от $V^{\text{мес.}}_{\text{мех}}$ определяем рекомендуемый объем ковша экскаватора:

$$V_k = 0,65 \text{ м}^3/\text{месс}$$

Характеристики экскаваторов приводим в таблице 2.4.

Таблица 2.4 - Технические характеристики экскаваторов.

Наименование показателей	Тип экскаватора	
	Обратная лопата, м	Драглайн, м
1. $V_K, \text{м}^3$	0,65 м^3	0,65 м^3
2 Наибольшая глубина копания $H_K, \text{м}$	7,1	5,8
3 Наибольший радиус копания, $R_K, \text{м}$.	10,2	7,8
4 Наибольшая высота выгрузки, $R_B, \text{м}$.	5,2	3,1
5 Наибольший радиус выгрузки, $R_B, \text{м}$.	10,2	7,8
6 Марка экскаватора.	ЭО – 4121 А	Э – 652 Б

Оценка технической возможности применения экскаватора. $h_2 < H_K^{\text{об}}$

Окончательный выбор марки будет сделан на основе технико-экономического сравнения.

Плотность грунта в районе строительства принимаем равной $j = 1,2 \text{ т/м}^3$

2.5 Выбор марки средств для транспортирования избыточного грунта за пределы строительства.

Для транспортирования избыточного грунта более 0,5 км применяют автосамосвалы. Выбор марки самосвала производится с учетом следующих требований:

- Высота борта кузова самосвала должна быть не менее чем на 0,3 м ниже наибольшей выгрузки экскаватора.
- Вместимость кузова самосвала должна обеспечивать погрузку не менее 3-х ковшей экскаватора.

Рекомендуемая грузоподъемность самосвала принимается по справочнику строителя в зависимости от расстояния транспортировки и объема ковша экскаватора. Принимаем 1 км. Рекомендуемая грузоподъемность самосвала 7 т.

Выбираем МАЗ 5549 с грузоподъемностью 8 т, высота борта кузова 2,52 м.

$$H_B < 2,52$$

- Количество ковшей экскаватора, необходимое для загрузки самосвала, определяется по формуле

$$n = \frac{G}{\gamma \cdot V_K \cdot K_H}, \quad (2.41)$$

где G – грузоподъемность самосвала, т;
 γ – плотность грунта, т/м³;
 V_K – вместимость ковша, м³;
 K_H – коэффициент наполнения ковша.

$$n = \frac{8}{1,2 \cdot 0,65 \cdot 0,85} = 12,1 > 3$$

- Длительность погрузки одного самосвала:

$$t_{\text{пог}} = \frac{n}{n_{\text{ц}} \cdot K_T}, \quad (2.42)$$

где $n_{\text{ц}}$ – число циклов экскавации в минуту;
 K_T – коэффициент, учитывающий условия подачи самосвала в забой,

$$t_{\text{пог}} = \frac{12,1}{1 \cdot 0,85} = 14,2 \text{ мин}$$

- Количество рейсов самосвалов в смену:

$$P_P = \frac{t_{\text{см}} \cdot 60}{t_{\text{пог}} + 2 \cdot l / V \cdot 60 + t_P + t_M}, \quad (2.43)$$

где l – дальность перевозки грунта, км;
 V – средняя скорость движения, км/ч;
 t_P – длительность разгрузки, м;
 t_M – длительность маневрирования машины, м;
 $t_{\text{см}}$ – продолжительность смены, ч.

$$P_P = \frac{8 \cdot 60}{14,2 + 2 \cdot 1 / 25 \cdot 60 + 1 + 3} = 26,4$$

- Производительность самосвала в смену;

$$P_{a.c} = \frac{G}{\gamma} \cdot P_P, \quad (2.44)$$

где G – грузоподъемность самосвала, т;

$$P_{a.c} = \frac{8}{1,2} \cdot 26 = 174$$

2.6 Выбор механизмов для обратной засыпки траншеи и ее планировки.

Обратная засыпка траншеи проводится после проведения успешных предварительных испытаний. Для обратной засыпки используется грунт, находящийся в отвале, после засыпки производят планировку поверхности траншеи, для обратной засыпки целесообразно использовать бульдозеры. Марка бульдозера подбирается по следующей методике: для этой операции используются средние по мощности бульдозеры по справочнику строителя. Принимаем ДЗ – 117. Марка базового трактора: Т – 130 М.Г.1.

Продолжительность работ по обратной засыпке траншеи и планировке траншеи и отвалов:

$$t = S \cdot H_{\text{сп}} / 1000 \cdot t_{\text{см}} = 14851,8 \cdot 1,2 / 1000 \cdot 8 = 2,2 \text{ см} \quad (2.45)$$

где t – количество смен принимаю равным трем.

S – площадь планируемой поверхности;

$H_{\text{сп}}$ – норма времени на планировку единицы поверхности (1000 м^2);

$t_{\text{см}}$ – продолжительность смены (8 часов)

$$S = S_1 + S_2 = 13853,90 + 997,50 = 14851,8 \text{ м}^2 \quad (2.46)$$

где S_1 – площадь планировки на месте траншеи и отвала;

S_2 – площадь планировки в месте вывоза избыточного грунта.

$$S_1 = L \cdot (E_{\text{сп}} + 1,5 + 6) = 1050 \cdot (5,504 + 7,5) = 13853,90 \text{ м}^2 \quad (2.47)$$

$$S_2 = V^{\text{г}}_0 / 0,2 = 199,58 / 0,2 = 997,90 \text{ м}^2$$

Норма времени $H_{\text{сп}} = 1,2 \text{ ч}$

2.7 Определение технико-экономических показателей для окончательного выбора комплекта машин

Окончательный выбор комплекта машин производится на основе сравнения трех технико-экономических показателей.

- 1) Продолжительность земляных работ.
 - 2) Себестоимость разработки 1 м^3 грунта.
 - 3) Трудоемкость разработки 1 м^3 грунта, расчет двух типов экскаваторов (драглайна и обратной лопаты).
- Продолжительность земляных работ определяется по формуле:

$$П_э = t_{\text{см}} \cdot 100 \cdot \left(\frac{1-P}{H_{\text{BP}}^1} + \frac{P}{H_{\text{BP}}^2} \right), \text{ м}^3 / \text{см} \quad (2.48)$$

$$T_э^{\text{коб. лоп}} = V_{\text{м}} / П_э;$$

где $H_{вр1}^{об. лоп.}$, $H_{вр2}^{об. лоп.}$ – норма времени на разработку грунта экскаватором при работе в отвал и при погрузке в транспорт соответственно.

$$H_{вр1}^{об. лоп.} = 1,8 \quad H_{вр1}^{др} = 1,9$$

$$H_{вр2}^{об. лоп.} = 2,4 \quad H_{вр2}^{др} = 2,5$$

P – количество избыточного грунта, погружаемого в транспорт в долях единицы (за единицу принят весь объем грунта, разрабатываемый экскаватором).

$$P = V_0^6 / V_M = 199,58 / 12267,18 = 0,02 \quad (2.49)$$

$$П_9^{об.л} = 8 \cdot 100 \cdot \left(\frac{1-0,02}{1,8} + \frac{0,02}{2,4} \right) = 438,66, м^3 / см$$

$$П_9^{др} = 8 \cdot 100 \cdot \left(\frac{1-0,02}{1,9} + \frac{0,02}{2,5} \right) = 422,4, м^3 / см$$

$$T_9^{об. лоп} = 27,97$$

$$T_9^{др} = 29,04$$

- Стоимость отрывки $1 м^3$ грунта:

$$C_{тр}^{об. лоп} = \{8 \cdot 1,08 (C_{маш.ч.}^{об. лоп.} \cdot T_9^{об. лоп.} + C_{ас} \cdot T_{ас} + C_{б.} \cdot T_{б.}) + 1,5 \cdot 3p \cdot V_p\} / V \quad (2.50)$$

$$C_{тр}^{др} = \{8 \cdot 1,08 (C_{маш.ч.}^{др.} \cdot T_9^{др.} + C_{ас} \cdot T_{ас} + C_{б.} \cdot T_{б.}) + 1,5 \cdot 3p \cdot V_p\} / V \quad (2.51)$$

где $T_{б.}$ – количество смен;

$3p$ – расценка разработки грунта вручную

$$C_{об. лоп.}^{маш.ч} = 5,33 \text{ руб./маш.ч}$$

$$C_{др.}^{маш.ч} = 5,19 \text{ руб./маш.ч}$$

$$C_{ас} = 3,9 \text{ руб./маш.ч}$$

$$C_{б.} = 6,07 \text{ руб./маш.ч}$$

$$T_{ас} = T_9;$$

- Трудоемкость разработки $1 м^3$ грунта:

$$M_{тр}^{об. лоп} = (\Sigma M_m^{об. лоп} + \Sigma M_p) / V; \quad (2.52)$$

$$M_{тр}^{др} = (\Sigma M_m^{об. лоп} + \Sigma M_p) / V;$$

где ΣM_m – затраты труда по обслуживанию машин;

ΣM_p – затраты труда на ручные операции.

$$\Sigma M_p = H_{вр} \cdot V_p \quad (2.53)$$

$$M_{тр}^{об. лоп.} = (2,65 + 1,81 + 1,48 + H_{вр} \cdot V_p) / V = 0,039 \quad (2.54)$$

$$M_{тр}^{др} = (2,63 + 1,81 + 1,48 + H_{вр} \cdot V_p) / V = 0,039 \quad (2.55)$$

где $H_{вр}$ – норма времени на разработку $1 м^3$ вручную = 1,7 ч

Технико – экономические показатели комплектов машин сводим в таблицу 2.5.

Таблица 2.5- Технико-экономические показатели комплектов машин

Наименование	Комплект машин
--------------	----------------

показателей	С об. лоп.	С драг
1 Продолжительность разработки грунта, см	27,97	29,04

Окончание таблицы 2.5

2 Себестоимость отрывки 1м ³ грунта, руб.	0,25	0,25
3 Трудоемкость	0,039	0,039

Окончательный вариант комплекта машин:

- экскаватор обратная лопата марки ЭО – 4121А (объем ковша 0,65м³);
- марка бульдозера – ДЗ – 117;
- вид транспорта для вывоза грунта – МАЗ – 5549 (грузоподъемностью 8т)

2.8 Определение размеров забоя

- Площадь поперечного сечения отвала:

$$F_{om} = F_{cp} \cdot K_{np} \cdot K; \quad (2.56)$$

где K – коэффициент, учитывающий уменьшение поперечного сечения отвала за счет вывода избыточного объема грунта.

$$K = (V - V_{oe}) / V = (12588,19 - 199,58) / 12588,19 = 0,98 \quad (2.57)$$

$$F_{om} = 9,528 \cdot 1,125 \cdot 0,98 = 10,5 \text{ м}^2 \quad (2.58)$$

Исходя из угла наклона отвала, высота отвала:

$$H_{om} = \sqrt{F_{om}} = 3,2 \text{ м} \quad (2.59)$$

Ширина отвала понизу:

$$B = 2H_{om} = 6,4 \text{ м} \quad (2.60)$$

Расстояние от бровки траншеи до основания отвала:

$$a = h_2 \cdot (1 - m) = 3,1 \cdot (1 - 0,75) = 0,775 \text{ м} \quad (2.61)$$

где m – коэффициент заложения откоса.

Общая ширина забоя:

$$A = E_{cp} + a + b = 5,504 + 0,775 + 6,4 = 12,68 \text{ м} \quad (2.62)$$

Положение оси движения экскаватора при кольцевой проходке может совпадать с осью траншеи или быть смещена на некоторое расстояние в сторону отвала.

Выбирается первый случай, если выполняется условие:

$$Rv \geq A_1 \quad (2.63)$$

$$A_1 = E_{cp} / 2 + a + v = 5,504 / 2 + 0,775 + 6,4 = 9,8 \quad (2.64)$$

$10,2 > 9,8$ условие выполнено

2.9 Выбор кранового оборудования.

Для укладки труб, монтажа элементов колодцев и арматуры, размещаемой в колодцах, используют автомобильные пневматические краны.

При выборе кранового оборудования, учитывают массу самого тяжелого элемента и требуемый вылет стрелы крана.

- Требуемая грузоподъемность крана:

$$G = Q \cdot K_{cp}; \quad (2.65)$$

где Q – масса самого тяжелого монтируемого элемента;

K_{cp} – коэффициент, учитывающий массу грузозахватывающего приспособления.

$$G = 1,00 \cdot 1,10 = 1,10 \text{ т} \quad (2.66)$$

Перед определением требуемого вылета стрелы намечают рабочее положение крана по отношению к траншеи. Кран располагается на свободной стороне от отвала на стороне траншеи, на этой же стороне траншеи находятся Заготовки труб, элементы колодцев и арматура.

Выбираем вариант расположения крана: монтируемые элементы находятся перед траншеей, кран соответственно за ними.

Вылет стрелы:

$$Lc = B / 2 + 1,2mh_2 + a_1' + B_{кр}/2 + a_2'; \quad (2.67)$$

где a_1' – ширина места, занимаемая монтируемыми элементами = 2,5м.

$B_{кр}$ – ширина базы крана (ширина колеи) = 2,2м

a_2' – расстояние от монтируемых элементов до крана = 1м

$$Lc = 0,926 / 2 + 1,2 \cdot 0,75 \cdot 3,1 + 2,5 + 2,2 / 2 + 1 = 7,85 \text{ м} \quad (2.68)$$

Марка крана: КС – 3562 Б

Параметры крана:

- 1) Максимальная грузоподъемность 10т
- 2) Грузоподъемность при максимальном вылете стрелы 1,2т
- 3) Вылет крюка 4-10м
- 4) Марка базового автомобиля МАЗ 5334

5) Завод-изготовитель – Ивановский завод автомобильных кранов.

водоеме, эпюр скоростей в зоне водозабора, размерновидового состава, морфометрических, физиологических и других характеристик защищаемых рыб (таблица 5.3). Проектирование рыбозащитных сооружений произведено на основе рыба - водо-биологических обоснований с выполнением соответствующих ихтиологических изысканий, при которых определены: видовой и размерный состав с указанием минимального размера защищаемых рыб; период их ската и миграции; вертикальное и горизонтальное распределение рыб; места расположение нерестилищ и зимовальных ям; сносящая скорость течения для молоди защищаемых рыб.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Выпускная квалификационная работа выполнена согласно заданию на дипломное проектирование, а так же рекомендациям и требованиям СанПиН 2.1.4.1074-01 Питьевая вода. Гигиенические требования к качеству воды централизованных систем питьевого водоснабжения. Контроль качества СП 31.13330.2012 Водоснабжение. Наружные сети и сооружения. Актуализированная редакция СНиП 2.04.02-84*; ГОСТ Р 51232-98 Вода питьевая. Общие требования к организации и методам контроля качества и других нормативных документов.

В дипломном проекте приняты следующие технические решения:

1. Гипохлорит натрия получаем на установке «Зенит».

Гипохлорит натрия является сильным дезинфектантом, способствует удалению из воды ионов железа путем их быстрого окисления и осаждения оксидов; способствует снижению мутности и цветности воды; удаляет посторонние привкусы и запахи и не способствует образованию галогенсодержащих хлорорганических соединений;

2. Применяем в качестве коагулянта - полиоксихлорит алюминия

Что позволяет нам уменьшить дозу коагулянта в 1,5 раза при этом образовывается меньший объем осадка в отстойниках, оборудованных встроенными камерами хлопьеобразования со взвешенным слоем осадка.

3. Применяем в качестве флокулянта –праестол TR 650:

Данный флокулянт обеспечивает ускорение седиментации твердых частиц. Увеличивает в 2-2,5 раза фильтроцикл и за счет этого сокращается объем промывной воды. Улучшает процесс обезвоживания уплотненных осадков при естественном статическом или машинном обезвоживании.

Технические решения, приведенные на чертежах, соответствуют

требованиям СП, действующих на территории Российской Федерации.

Список использованных источников

1. ГОСТ Р 51232-98 Вода питьевая. Общие требования к организации и методам контроля качества.
2. СанПиН 2.1.4.1074-01 Питьевая вода. Гигиенические требования к качеству воды централизованных систем питьевого водоснабжения. Контроль качества.
3. ГОСТ 2761-84* Источники централизованного хозяйственно-питьевого водоснабжения. – Москва: Минздрав СССР 1984.
4. СП 31.13330.2012 Водоснабжение. Наружные сети и сооружения. Актуализированная редакция СНиП 2.04.02-84*.
5. СП 8.13130.2009 Системы противопожарной защиты. Источники наружного противопожарного водоснабжения. Требования пожарной безопасности.
6. СП 10.13130.2009 Системы противопожарной защиты. Внутренний противопожарный водопровод. Требования пожарной безопасности.
7. Кожин В.Ф. Очистка питьевой и технической воды. Примеры и расчеты. Учеб. пособие для вузов. – 4-е изд., репринтное. – М.: БАСТЕТ, 2008. – 304 с.
8. Журба М. Г., Соколов Л. И., Говорова Ж. М. Водоснабжение. Проектирование систем и сооружений: издание второе, дополненное и переработанное. Учебное. пособие -М.: Издательство АСВ, 2004. – 256 с.
9. Шевелев Ф.Г, Шевелев А.Ф. Таблицы для гидравлического расчета водопроводных труб: Справ, пособие. – 6-е изд., доп. и перераб. – М.: Стройиздат, 1984 – 116 с.
10. СанПиН 2.1.5.980-00 Гигиенические требования к охране поверхностных вод: Санитарные правила и нормы. М.: Минздрав России 2000 г.
11. Сакаш Г. В. Техника, технология и организация траншейной прокладки трубопроводов: методические указания к курсовому проекту для студентов 4 курса специальности 270112 «Водоснабжение и водоотведение»: методические указания / Г. В. Сакаш – Красноярск: СФУ 2007. – 37 с.
12. ЕНиР. Сборник Е 2. Земляные работы. Вып.1 Механизированные и ручные земляные работы /Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1989. – 224 с.
- 13.2. Теличенко, В.И. Технология строительных процессов: в 2 ч. Ч. 1.: учеб. для строит. Вузов /В.И. Теличенко и др.- М.: Высш. шк., 2002. – 392 с.

- 14.3. Бадьин, Г.М. Строительное производство: основные термины и определения: Учебное пособие / Г.М. Бадьин, В.В. Верстов, В.Д. Лихачев, А.Ф. Юдин, - М.: Издательство АСВ, СПбГАСУ, 2006.-297 с.
- 15.